

Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures

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



D. COUTO ^a
douglas.couto@concretophd.com.br

M. CARVALHO ^b
mariana.carvalho@concretophd.com.br

A. CINTRA ^b
andre.cintra@concretophd.com.br

P. HELENE ^c
paulo.helene@concretophd.com.br

Abstract

The safety evaluation of an existing concrete structure differs from the design of new structures. The partial safety factors for actions and resistances adopted in the design phase consider uncertainties and inaccuracies related to the building processes of structures, variability of materials strength and numerical approximations of the calculation and design processes. However, when analyzing a finished structure, a large number of unknown factors during the design stage are already defined and can be measured, which justifies a change in the increasing factors of the actions or reduction factors of resistances. Therefore, it is understood that safety assessment in existing structures is more complex than introducing security when designing a new structure, because it requires inspection, testing, analysis and careful diagnose. Strong knowledge and security concepts in structural engineering are needed, as well as knowledge about the materials of construction employed, in order to identify, control and properly consider the variability of actions and resistances in the structure. With the intention of discussing this topic considered complex and diffuse, this paper presents an introduction to the safety of concrete structures, a synthesis of the recommended procedures by Brazilian standards and another codes, associated with the topic, as well a realistic example of the safety assessment of an existing structure.

Keywords: structures safety, existing concrete structures safety, concrete structures evaluation.

Resumo

A avaliação da segurança de uma estrutura de concreto existente difere daquela adotada no projeto de estruturas novas. 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 de fatores desconhecidos durante a etapa de projeto já se encontram definidos e podem ser mensurados, o que justifica uma redução nos coeficientes de majoração das ações ou de minoração das resistências. 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, análises 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 associadas ao tema, bem como um exemplo prático de avaliação de uma estrutura existente para verificação da segurança.

Palavras-chave: segurança de estruturas, segurança de estruturas existentes, avaliação de estruturas de concreto.

^a Universidade Estadual de Campinas; PhD Engenharia;

^b PhD Engenharia.

^c Professor Titular da Universidade de São Paulo; PhD Engenharia.

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 do-

minam os conceitos, modelos e critérios de introdução da segurança na verificação 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 tenham ou não manutenção adequada, conforme os requisitos da *ABNT NBR 5674:2012* [1], 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 de acordo com a norma *ABNT NBR 15575:2013* [2].

Também é inaceitável que estruturas existentes sejam analisadas segundo procedimentos adequados apenas a estruturas novas,

Tabela 1 – Algumas razões, escopos e ações que justificam a análise da segurança de uma estrutura existente (Helene (3))

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 de 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 "as built" 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.

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/alagoas/noticia/2014/09/moinho-que-desabou-em-maceio-tinha-problemas-estruturais-diz-iaudo.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.

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 considerando 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 na Tabela 1.

A avaliação da segurança de uma estrutura de concreto existente difere daquela adotada no projeto de estruturas novas [4]. Segundo as normas *ABNT NBR 8681:2003* [5] e *ABNT NBR 6118:2014* [6], 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 [7].

Este tema já era abordado em 1983 pelo *Comité Euro-International du Béton (CEB)*. Com relação às solicitações, o *CEB* [8] 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.

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.

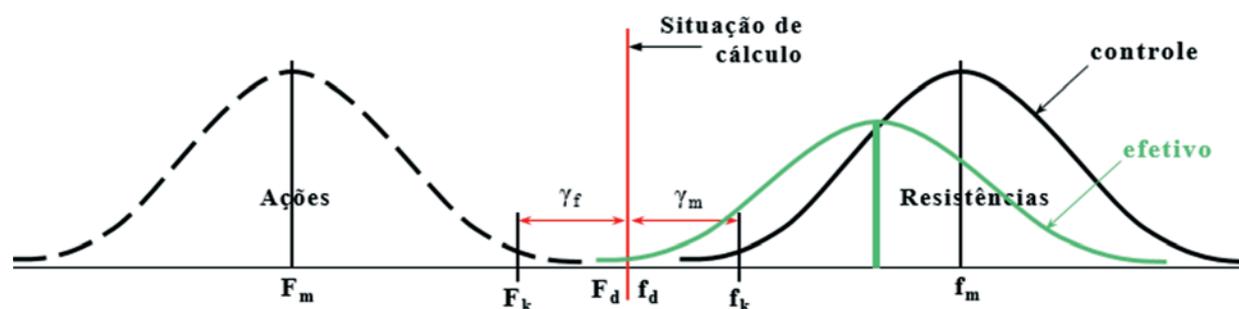
Diante disso, entende-se que analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova, pois requer inspeção preliminar, ensaios e vistoria criteriosa. São necessários sólidos conhecimentos e conceitos de segurança em engenharia estrutural 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, em geral, está associado a ferramentas estatísticas e é caracterizado pela análise probabilística de uma estrutura manter sua capacidade portante, evitando sua ruína [9]. 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. A Fig.1 apresenta uma visão simplificada da consideração probabilística da segurança.

Figura 1 – Representação simplificada da análise de segurança pelo Método Probabilista



3 Como exemplo, pode-se citar os recentes e importantes colapsos: Edifício Areia Branca (Pernambuco, 2004. Edificação com 25 anos, entregue em 1979, ruiu completamente devido a falhas de execução nas ligações de sapatas e pilares), Edifício Real Class (Pará, 2011. Ruiu 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 Poty (Piauí, 2013. Edificação em construção que colapsou devido a falhas na execução relacionadas ao escoramento).

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

Através do tratamento semi-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 Probabilístico de Segurança* e *Método dos Coeficientes Parciais de Segurança* (ou *Método Semiprobabilístico*).

- *Método Probabilístico*: 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 Coeficientes Parciais de Segurança*: também conhecido como método semiprobabilístico, faz uso de coeficientes pré-determinados para conversão de valores característicos em valores de cálculo.

A norma *ABNT NBR 8681:2003* [5] oferece ferramentas de cálculo de esforços baseadas neste método, conforme os seguintes conceitos:

Para ações:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f \tag{1}$$

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \tag{2}$$

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:

$$f_d = f_k / \gamma_m \tag{3}$$

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \tag{4}$$

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

γ_{c1} : 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_{c2} : considera as diferenças entre a resistência efetiva do concreto na estrutura e a resistência potencial medida convencionalmente em corpos de prova padronizados;

γ_{c3} : 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 [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:

$$\gamma_c = 1,07 \text{ a } 1,32 (\gamma_{c1}) \cdot 1,10 (\gamma_{c2}) \cdot 1,10 (\gamma_{c3}) \tag{5}$$

O resultado do produto das parcelas varia entre 1,30 e 1,60. A Tabela 2 expõe comparativamente os valores adotados pela normalização brasileira em comparação às prescrições do *fib Model Code 2010* [10].

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* [5], 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* [13].

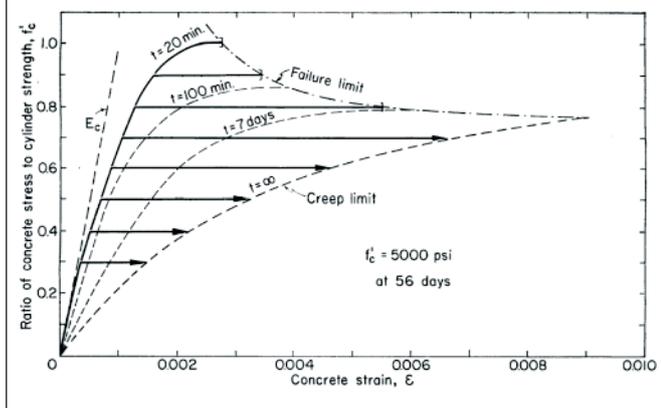
Fica evidente que os procedimentos de obra dificilmente serão tão precisos quanto os de controle prescritos pela *ABNT NBR 12655:2006* [16], de forma tal que a resistência à compressão efetiva do concreto na estrutura será sempre menor (da ordem de 1,3 ou menos) que a resistência característica do concreto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

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* [16], 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

Tabela 2 - Coeficientes de minoração da resistência do concreto utilizados no cálculo de novas estruturas

Fator	ABNT NBR 6118 (Fusco (12))	fib Model Code 2010 (10)
γ_c	1,4	1,5
γ_{c1}	1,2	1,39
γ_{c2}	1,08	1,05
γ_{c3}	1,08	1,05

Figura 2 – Influência da intensidade e duração do carregamento na resistência do concreto (Rüsch (17))



Cremonini [11], 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 Rüsch, 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) [6], cujo valor, para $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ e carregamento aos 28 dias, é de 0,85.

Segundo o trabalho de Rüsch [17], o concreto, quando submetido a carregamentos de longa duração ($t > 20\text{minutos}$), sofre perda de resistência à compressão, num fenômeno análogo ao da relaxação (Fig.2). 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.

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 $\beta_{c,sus,t}$ que depende do efeito da permanência da carga, também chamado no Brasil de efeito Rüsch.

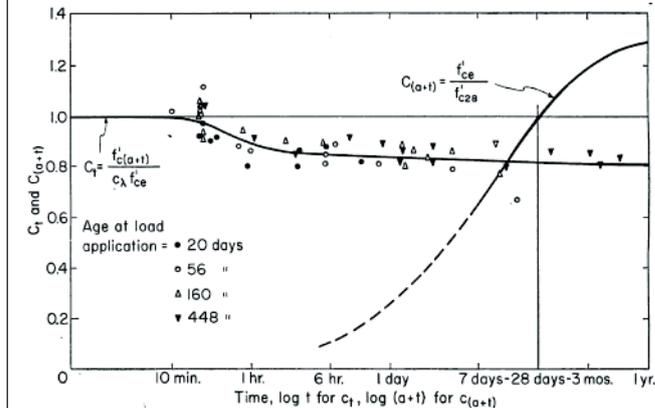
A taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto, pode ser expressa através do modelo sugerido pelo fib Model Code 2010, a saber:

$$\beta_{cc} = \frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)} \quad (6)$$

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 con-

Figura 3 – Efeito do tempo de carga na resistência do concreto (Rüsch (17))



dições de sazonalidade do concreto.

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

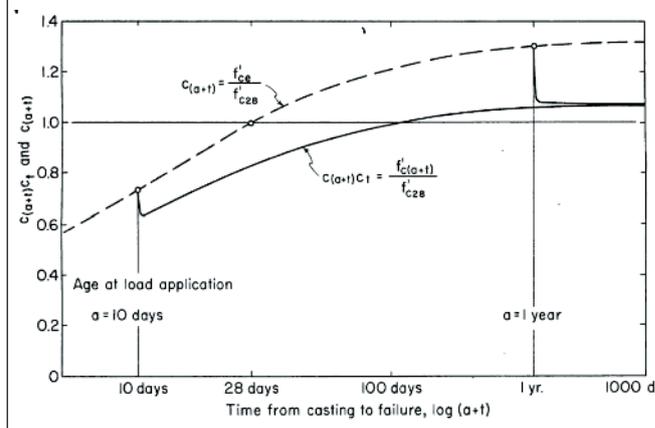
$$\beta_{c,sus,t} = \frac{f_{c,sus,t}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 \cdot \sqrt[4]{\ln\{72 \cdot (t - t_0)\}} \quad (7)$$

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.

Figura 4 – Resistência do concreto (resultante $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus,t} \cdot f_{cm}$) em função da idade de aplicação da carga de longa duração (Rüsch (17))



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 Rüschi, 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 Rüschi seria de, no máximo, 0,75.

Na Fig.4 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 Rüschi [17].

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 Rüschi. 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* [5], *ABNT NBR 6118:2014* [6] e *ABNT NBR 7680:2015* [18], que é a norma brasileira mais adequada e mais recente sobre avaliação do concreto *in situ* via testemunhos extraídos.

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, aos 28 dias de idade, convencionada como f_{ck} e aferida pelas normas *ABNT NBR 12655:2006* [16], *ABNT NBR 5738:2003* [13] e *ABNT NBR 5739:2007* [14].

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 $f_{c,ext}$ a *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 inferior à "potencial".

4.1.1 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} .

4.1.2 Segundo passo

Para a reavaliação e verificação da segurança estrutural e da estabilidade 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:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{c,original}}{1,1} \quad (8)$$

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.

4.1.3 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* [19] (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.

4.1.4 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.

Tabela 3 – Fatores de redução das resistências (ϕ) segundo o ACI 318-11

Fator de redução das resistências	Capítulo 9 (projeto de novas estruturas)	Capítulo 20 (avaliação de estruturas existentes)	Diferença %
Seções submetidas à tração	0,9	1,0	11,1
Seções submetidas à compressão	Membros com armadura em espiral	0,9	20,0
	Outros membros armados	0,65	23,1
Cisalhamento e torção	0,75	0,8	6,7
Regiões sujeitas à fendilhamento (exceto regiões de ancoragens)	0,65	0,8	23,1

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 [20] e ACI 214.4R-10 Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results [21]

4.2.1.1 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 $f_{ck,equivalente} = 1,33 \cdot f_{c,minimo,ext}$

4.2.1.2 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 sazonalidade do testemunho, sendo:

$$f_c = F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d \cdot f_{core} \quad (9)$$

onde:

f_c = resistência do testemunho corrigida;

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

$F_{l/d}$ = 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

$$f'_{c,eq} = \bar{f}_c - \sqrt{(K \cdot s_c)^2 + (Z \cdot s_a)^2} \quad (10)$$

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, Tabela 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, Tabela 9.3) e também depende do nível de confiança desejado;

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

Alternative method

$$(\bar{f}_c)_{CL} = \bar{f}_c - \sqrt{\frac{(T \cdot s_c)^2}{n} + (Z \cdot s_a)^2} \quad (11)$$

$$f'_{c,eq} = C \cdot (\bar{f}_c)_{CL} \quad (12)$$

Onde:

- $f'_{c,eq}$ = resistência equivalente da amostra;
- 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, Tabela 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, Tabela 9.3) e também depende do nível de confiança desejado;
- s_a = desvio padrão dos fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Tabela 9.1);
- n = número de testemunhos ensaiados;
- C = coeficiente atrelado à variabilidade intrínseca das resistências na estrutura (ACI 214.4R-10, Tabela 9.5).

4.2.1.3 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 3.

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). Entretanto, observa-se no ACI 318-11 que a forma de introdução da segurança no projeto estrutural difere da adotada pela ABNT NBR 6118. Na norma norte americana, o coeficiente redutor (ϕ) é aplicado uma única vez sobre a soma das parcelas resistentes do aço e do concreto. Diferentemente do procedimento adotado pela norma brasileira, onde se aplica separadamente os coeficientes redutores de resistência do concreto (γ_c) e do aço (γ_s).

A título de exemplo, a capacidade resistente à força normal centrada, de um pilar curto se calculado pela ABNT NBR 6118:2014,

é dada pelo exposto na eq.13, enquanto que no ACI-318-11, a mesma capacidade é dada pela eq. 14.

$$N_d = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot A_s \tag{13}$$

Onde:

- N_d = Esforço normal máximo, valor de cálculo;
- f_{ck} = resistência característica do concreto;
- γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto;
- A_c = área bruta da seção de concreto;
- f_{yk} = resistência característica de escoamento do aço;
- γ_s = coeficiente de minoração da resistência do aço;
- A_s = área de aço.

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,80 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \tag{14}$$

Onde:

- $\phi \cdot P_{n,max}$ = Esforço axial resistente máximo, valor de cálculo;
- ϕ = Coeficiente de redução da resistência;
- f'_c = resistência característica do concreto;
- A_g = área bruta da seção de concreto;
- A_{st} = área de aço;
- f_y = resistência característica do aço.

Assim, se compararmos um pilar curto com dimensões 50x50cm, com f_{ck} de 35MPa e uma área de hipotética de armadura de aço CA-50 de 37,70cm², pela norma ABNT NBR 6118:2014, seu esforço normal máximo de cálculo seria 6951,8kN, ao passo que o mesmo elemento avaliado pelo método do ACI-318-11, com coeficiente (ϕ) igual a 0,65, resulta em um esforço normal resistente de 4789,48kN.

Tal constatação demonstra que, a norma norte americana é mais conservadora frente a brasileira, quando se trata da introdução da segurança na fase de projeto.

Entretanto, ao se avaliar a segurança dentro do Capítulo 20 do ACI-318-11, o fator de redução de resistência, ou coeficiente

Tabela 4 – Índices de confiabilidade (β) segundo o fib Model Code 2010 (p. 31 e 32) (10)

Estado limite	Modelo de verificação da segurança	Período de referência	Novas estruturas	Estruturas existentes	Comentário
Serviço (ELS)	Método probabilístico de segurança	50 anos	$\beta = 1,5$	-	Considera o mesmo critério de avaliação da segurança para estruturas novas e existentes
	Método dos coeficientes parciais de segurança	Vida útil residual	-	$\beta = 1,5$	
Último (ELU)	Método probabilístico de segurança	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 coeficientes parciais de segurança	50 anos	$\beta = 3,8$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	

reductor (ϕ), pode ser majorado, o que significa assumir um aumento da capacidade resistente da peça, devido ao maior conhecimento do estado da estrutura e redução da variabilidade admitida. No caso do exemplo hipotético, o item 20.2.5 do *ACI-318-11* limita o aumento do coeficiente (ϕ) a no máximo 0,80, ou seja, um acréscimo de 23% na capacidade resistente da peça.

Já pelo modelo da *ABNT NBR 6118*, é permitido reduzir o coeficiente γ_c de 1,4 para 1,27, quando se trata da análise de testemunhos extraídos. Nessa situação, alterando apenas o coeficiente relativo ao concreto, haveria um acréscimo de 7,8% na capacidade resistente do mesmo pilar, e o coeficiente γ_s também fosse alterado, de 1,15 para 1,0, em conjunto com o 1,27 do concreto, o acréscimo então seria de 11,3%, ambos os casos muito abaixo do valor assumido pelo *ACI*.

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 [22]

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 *Tabela 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:

$$f_{ceq} = 0,9 \cdot \bar{f}_c \cdot \left[1 - 1,28 \cdot \sqrt{\frac{(k_c \cdot V)^2}{n} + 0,0015} \right] \quad (15)$$

Onde:

f_{ceq} = resistência à compressão equivalente do concreto;

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

V = coeficiente de variação das resistências efetivas dos testemunhos;

n = número de testemunhos ensaiados;

Tabela 5 – Fatores γ_c utilizados na análise de estruturas existentes (EUROCODE 2)

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

k_c = fator de modificação do coeficiente de variação (depende de conforme *ACI 562 Tabela 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* [10] 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 probabilística pura, o *fib Model Code 2010* [10] orienta que se realize a análise baseada em índices de confiabilidade, a partir de onde se obterão novos coeficientes de segurança. A Tabela 4 apresenta as diferenças entre os índices de confiabilidade (β) a se considerar no projeto de novas estruturas e na análise de estruturas existentes.

4.2.4 EUROCODE 2. EN 1992. Dec. 2004. Design of concrete structures. General rules and rules for buildings [23] e EN 13791. Jan. 2007. Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components [24]

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 nas eqs. 16 e 17 abaixo (adota-se, sempre, o menor dos dois valores).

15 testemunhos ou mais

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \cdot s \quad \text{or} \quad f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4 \quad (16)$$

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.

Tabela 6 - Conjunto de dados de testemunhos extraídos

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

3 a 14 testemunhos

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \quad \text{or} \quad f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4 \quad (17)$$

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 Tabela 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 Tabela 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 5 indica os percentuais de redução sugeridos pelo EUROCODE 2 para o coeficiente de segurança γ_c .

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

Tabela 7 - Correção segundo o ACI 214.4R-10 (resultados em MPa)

n	$f_{ci,ext}$	Fatores de correção ACI-214.4R-10 Cap.9.1				f_c corrigida Cap. 9.1
		$F_{l/d}$	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 8 - Valores de $f_{c,equivalente}$ propostos pelo ACI 214.4R-10, pelo ACI 562-13 e pela EN 13791

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, broqueamento, e outros.

5 Segundo o próprio Eurocode 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 .

Tabela 9 – Valores da resistência equivalente do concreto para verificação da segurança, segundo o ACI 318-11

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

EN 1992-1-1 EUROCODE 2		
$f_{ck,IS}$ EN 13791	A.2.2 (2) $\gamma_{c,Red3} = 1,35$	A.2.3 (1) $\gamma_{c,Red3} = 1,19$
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) $f_{ck} = f_{ck,IS} \cdot (\gamma_c / \gamma_{c,Red4})$.

testemunhos, é equivalente ao da norma brasileira e igual a 1,27. 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 6) 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 MegaPascal (MPa).

5.1 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 7 apresenta-se a correção de $f_{ci,ext}$ proposta pelo ACI 214.4R-10, Capítulo 9.1. Para este exemplo prático, adotou-se um nível de confiança de 95%.

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 214.4R-10, ACI 562-13 e EN 13791:2007, como se expõe na Tabela 8.

5.2 Segundo passo: análise da segurança

Em seguida às correções e obtenção do $f_{c,equivalente}$, deve-se proceder 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 8 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 9.

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

Tabela 11 – Valores da resistência do concreto a serem adotados na verificação da segurança (MPa)

ACI 318-11	ACI 214.4R-10		ACI 562-13	ABNT NBR 7680:2015	EN 1992-1-1 EUROCODE 2	
	Tolerance factor method	Alternate method			A.2.2 (2) $\gamma_{c,Red3} = 1,35$	A.2.3 (1) $\gamma_{c,Red4} = 1,19$
18,6	18,4	19,0	21,0	19,6	16,0	18,8

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

de análise de segurança, conforme já descrito. De forma análoga ao executado nas análises anteriores, na Tabela 10 são expostas as correções de cada um dos itens contemplados em seu Anexo A. 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 11. 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. 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_m .

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).

O novo texto da *ABNT NBR 7680:2015*, demonstra-se alinhado com as principais normas, e a correção dos valores de resistência de testemunhos extraídos resulta próximo aos calculados pelas diferentes metodologias. Entretanto, para a análise e redução do coeficiente de segurança (γ_c), deve-se ainda proceder com o prescrito na *ABNT NBR 6118:2014*.

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

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: Manutenção de edificações. Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [3] HELENE, P. 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.
- [4] Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'information n°. 192: Design and Assessment of Concrete Structures. Lausanne: CEB, 1989.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 (Versão Corrigida: 2004): Ações e segurança nas estruturas. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [7] 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.
- [8] Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'information n°. 162: Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign). Lausanne: CEB, 1983.

- [9] ZAGOTTIS, D. L. de. *Introdução da Segurança no Projeto Estrutural*. São Paulo, EPUSP-PEF, 1974. 116 p.
- [10] FÉDÉRATION 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 7680: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2011.
- [21] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 214.4R-10: Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. Farmington Hills: ACI, 2010.
- [22] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 562-13: Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Building and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2013.
- [23] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. EUROCODE 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
- [24] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. EN 13791: Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete componentes. Brussels: CEN, 2007.

Discussion of “Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures by Couto, D.; Carvalho, M.; Cintra, A. and Helene, P. Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.3, pp. 365-389”

Discussão de “Estruturas de concreto. Contribuição à análise de segurança em estruturas existentes, por Couto, D.; Carvalho, M.; Cintra, A. and Helene, P. Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.3, pp. 365-389”

D. M. SANTOS ^{a b}
F. R. STUCCHI ^{a b}
A.T. BECK ^c

^a EGT Engenharia, São Paulo, SP, Brasil;

^b Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil;

^c Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

O artigo em discussão apresenta algumas afirmações e insinuações incorretas, que levam a interpretações inconsistentes de normas técnicas, e podem colocar em risco a segurança estrutural.

No resumo, os autores afirmam que “em uma estrutura acabada, os coeficientes de ponderação da segurança podem ser flexibilizados, uma vez que um grande número de fatores desconhecidos durante a etapa de projeto podem ser mensurados”. Estes coeficientes podem ser modificados se e somente se efetivamente forem avaliadas e medidas informações relevantes à segurança estrutural, como por exemplo (Melchers, [1]):

- Inspeção preliminar do local (para verificar localização, condições, ações, influências ambientais, características especiais, necessidade de testes adicionais);
- Recuperação e revisão de toda a documentação relevante, incluindo o histórico de carregamentos, manutenção, reparos e alterações;
- Levantamento de medidas e testes específicos no local, incluindo, talvez, prova de carga;
- Análise dos dados coletados para refinar (ou atualizar) os modelos probabilísticos para resistência estrutural (e talvez das ações);
- (Re-)análise rigorosa da estrutura com os parâmetros atualizados de carregamentos e resistências (isto é, desenvolvimento e refinamento das funções de estado-limite);
- Análise da confiabilidade estrutural;
- Análise de decisão.

Como pode ser observado, existe uma série de procedimentos de avaliação que precisam ser adotados para que seja possível a redução dos coeficientes de segurança. Embora os autores reconheçam parte destes procedimentos no resumo e na introdução do artigo, no corpo do trabalho grande parte destes procedimentos são ignorados, com o trabalho endereçando apenas a resistência do concreto.

Perdas de resistência do concreto devem ser compensadas por ganhos como redução de variabilidades, ou de carga, ou ainda por ganho de seção transversal. Todavia, é importante salientar que, em pilares, a resistência do concreto é a variável aleatória mais importante, no caso usual de razão entre carregamento variável e permanente pequena [2].

Adicionalmente, determinar os valores reais dos vários parâmetros envolvidos na segurança de uma estrutura existente não é uma tarefa direta e pode, por si só, introduzir novas incertezas.

Na Seção 2, os autores tentam definir valores das parcelas do γ_c (γ_{c1} , γ_{c2} , γ_{c3}). Esses valores são de difícil obtenção e necessitam ser avaliados de forma probabilística.

Ainda na Seção 2, os autores escrevem que uma aproximação experimental do coeficiente γ_c pode ser obtida através de estudos reais de comparação entre a resistência de controle da ABNT NBR 12655: 2006 com a resistência média efetiva, aferida através de testemunhos extraídos. Essa afirmação está incorreta, pois o coeficiente de segurança γ_c não envolve apenas a variabilidade da resistência do concreto. Além disso, a extração de testemunhos também introduz incertezas e variabilidades, além de, usualmente, serem retirados de pontos pouco armados que são de concretagem mais fácil.

A Seção 4.1.3 não possui base normativa nacional. A utilização de valores reduzidos de coeficientes de segurança, como sugerido

($\gamma_c < 1,27$ e $\gamma_c = 1,05$), não pode ser utilizada pois, até o presente momento, não tem base em análise de confiabilidade estrutural. Além disso, problemas com concreto não-conforme são muito comuns no Brasil (ver [2]). A redução desses coeficientes pode incentivar a produção de concreto com menor resistência do que o especificado em projeto.

A Seção 4.2.1.2 está incorreta, pois o ACI 318-11 [20] foi referenciado indevidamente. A frase “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” não está correta, pois o ACI 318-11 não permite a utilização dos métodos descritos no ACI 214.4R em casos de não conformidade do concreto, conforme o R20.2.3 (pag. 324, [20]) reproduzido a seguir:

“R20.2.3 – ACI Committee 214 has developed two methods for determining f'_c from cores taken from an existing structure. These methods are described in ACI 214.4R20.1 and rely on statistical analysis techniques. The procedures described are only appropriate where the determination of an equivalent f'_c is necessary for the strength evaluation of an existing structure and should not be used to investigate low cylinder strength test in new construction, which is considered in 5.6.5.”

A mesma incoerência aparece na Seção 4.2.1.3, pois esta faz referência ao ACI 214.4R, mesmo se tratando de estruturas em construção ou nova, com problemas de conformidade do concreto.

A Seção 4.2.4 não deixa claro se os procedimentos são válidos para estrutura em construção (ou nova) com problemas de conformidade ou para estruturas existentes, e omite o fato que a Norma EN 13791 [24] só permite a utilização das equações (16) e (17) para estruturas “velhas” (old structures). Para casos de não-conformidade, utiliza-se outro procedimento.

O exemplo apresentado na Seção 5 reproduz e ilustra algumas das inconsistências já apontadas. O texto não deixa claro se a estrutura estaria em construção, seria nova ou existente. O exemplo também não esclarece se a avaliação da resistência do concreto é motivada por problemas de conformidade ou, por exemplo, por mudança no tráfego (nível de carregamento) de uma ponte ou mudança no tipo de uso de uma estrutura.

Embora o exemplo não cite os ensaios de recebimento do concreto, os valores da resistência à compressão obtidos em 8 testemunhos resultaram bem menores ($f_{c, maior} = 19,1$ Mpa) que o valor característico de projeto ($f_{ck} = 25$ Mpa), sendo o maior valor igual a 76% do f_{ck} . A conclusão natural é que se trata de não-conformidade do concreto e, portanto, a utilização, pelo exemplo, dos procedimentos do ACI 214.4R e do EN 13791 seria indevida.

A modificação dos coeficientes de segurança mostrados na Tabela 3 é justificada, segundo o ACI 318-11, pelo uso de propriedades dos materiais obtidos em campo e de forma acurada, dimensões “reais” medidas na estrutura e métodos de análise bem entendidos. Portanto, não é correto modificar estes fatores, como indica o exemplo do artigo, sem inspeção e reanálise do modelo estrutural, pois as novas informações são importantes e podem resultar em aumento dos esforços ou redução das resistências, ou seja, podem ter efeitos desfavoráveis.

- [1] MELCHERS RE. Structural Reliability Analysis and Prediction". John Wiley & Sons, Chichester, 1999.
- [2] SANTIAGO, W.C.; BECK, A. T. Estudo da (Não-)Conformidade de Concretos Produzidos no Brasil e sua Influência na Confiabilidade de Pilares Curtos. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.4, p.663 - 690, 2011.

Response to the Discussion of “Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures, Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.5, pp. 744-748, proposed by Santos, D. M.; Stucchi, F. R. and Beck, A.T.”

Resposta à Discussão de “Estruturas de concreto. Contribuição à análise de segurança em estruturas existentes, Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.5, pp. 744-748, proposta por Santos, D. M.; Stucchi, F. R. and Beck, A.T.”

D. COUTO ^{a b}
M. CARVALHO ^b
A. CINTRA ^b
P. HELENE ^{b c}

^a University of Campinas, Campinas, SP, Brazil;

^b PhD Engenharia, São Paulo, SP, Brazil;

^c University of São Paulo, São Paulo, SP, Brazil.

TOs autores do artigo agradecem aos Colegas por darem mais esta oportunidade de ampliação das discussões deste importante tema. O intuito dos autores é o de contribuir para a redução dos desnecessários desgastes entre os vários intervenientes numa estrutura de concreto, esclarecendo as diferenças reais entre a análise usual de segurança de estruturas de concreto novas (a serem construídas) e a verificação da segurança em obras existentes (já construídas, tipo retrofit, em uso ou em construção). Ao contrário do afirmado na réplica, o objetivo é o de evitar reforços desnecessários e contribuir à sustentabilidade, sem colocar em risco a segurança estrutural.

Os autores concordam com a importância da inspeção e diagnóstico da estrutura existente como subsídio prévio indispensável para adoção de novos critérios de verificação da segurança conforme ressaltado no resumo, na introdução e no item 4.1.3 do artigo em discussão. Os autores agradecem aos Colegas por compartilharem da mesma visão. Como exemplo, no item 4.1.3 do artigo, está dito de forma clara e objetiva: “[...] 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”.

Sobre a Seção 2 do artigo, os Colegas tecem crítica com relação à discussão de valores das parcelas do γ_c (γ_{c1} , γ_{c2} , γ_{c3}), argumentando que esses valores são de difícil obtenção e necessitam ser avaliados de forma probabilística, afirmando ser incorreto avaliar esses coeficientes com uso de resultados de testemunhos.

Certamente deve ter havido um equívoco dos Colegas, pois a literatura disponível é farta sobre o tema [1][2][3]. Transcreve-se a seguir trecho do texto do fib Model Code 2010 (comentário) que esclarece o tema, lembrando que existem pequenas adaptações entre as notações da ABNT NBR 6118:2014 e do fib Model Code 2010, mas os conceitos e significados são os mesmos.

Commentary to item 4.5.2.2.3 of fib Model Code 2010, p. 62

Indicative values are $\gamma_{Rd1} = 1.05$ for concrete strength and $\gamma_{Rd1} = 1.025$ for steel strength. In some cases – such as punching in the ULS, where concrete crushing is governing the behavior – models may be affected by larger uncertainty, which can be accounted for by adding a specific factor in the verification formulas).

For taking into account geometrical uncertainties an indicative value is $\gamma_{Rd2} = 1.05$ (regarding the variability of the size of the concrete section or the position of the reinforcing steel).

For concrete strength this leads to $\gamma_{Rd,c} = \gamma_{Rd,c1} \cdot \gamma_{Rd,c2} = 1.05 \cdot 1.05 = 1.10$ and for steel strength $\gamma_{Rd,s} = \gamma_{Rd,s1} \cdot \gamma_{Rd,s2} = 1.025 \cdot 1.05 = 1.08$.

More over:

$$\gamma_m = \frac{R_k}{R_d} = \frac{\mu_R(1 - k \cdot \delta_R)}{\mu_R(1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot \delta_R)} = \frac{1 - k \cdot \delta_R}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot \delta_R} \quad (1)$$

considering a normal distribution, or

$$\gamma_m = \frac{R_k}{R_d} = \frac{\exp(\mu_{\ln R} - k \cdot \delta_{\ln R})}{\exp(\mu_{\ln R} - \alpha_R \cdot \beta \cdot \delta_{\ln R})} = \exp(-k \cdot \delta_{\ln R} + \alpha_R \cdot \beta \cdot \delta_{\ln R}) \quad (2)$$

considering a lognormal distribution.

Commonly the 5% fractile is used for the characteristic value, yielding $k = 1.64$. moreover, most commonly the following values are used:

$\alpha_R = 0.8$ being the sensitivity factor of the parameter under consideration, based on the simplified level II method as suggested by König and Hoser in CEB Bulletin 147: “Conceptional Preparation of Future Codes – Progress Report” (CEB, 1982).

$\beta = 3.8$ for structures of consequence class 2 according to EN 1990.

$\delta_R =$ coefficient of variation of the parameter under consideration: for example $d_c = 0.15$ is commonly used for normal quality concrete and $d_s = 0.05$ for reinforcing steel.

Based on these commonly used values and considering a normal distribution $\gamma_c = 1.39$ and $\gamma_s = 1.08$.

This finally results in:

$$\gamma_c = \gamma_{Rd,c} \cdot \gamma_c = 1.10 \cdot 1.39 = 1.52 \cong 1.50 \text{ and}$$

$$\gamma_s = \gamma_{Rd,s} \cdot \gamma_s = 1.08 \cdot 1.08 = 1.17 \cong 1.15.$$

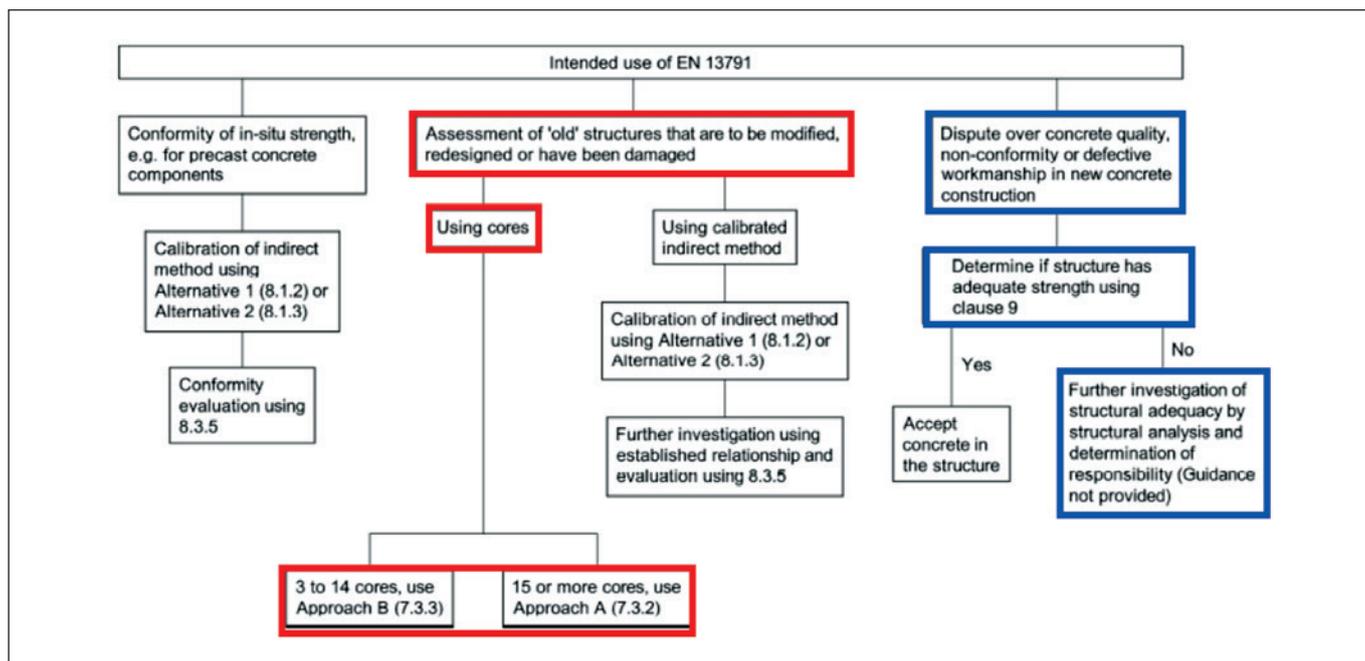
The commonly used partial safety factors mentioned before can be modified in operational codes, by justifying the values of the underlying assumptions.

Na sequência, os Colegas defendem que “[...] a utilização de valores reduzidos de coeficientes de segurança, como sugerido ($\gamma_c < 1,27$ e $\gamma_s = 1,05$), não pode ser utilizada pois, até o presente momento, não tem base em análise de confiabilidade estrutural”.

Novamente, no entender dos autores do artigo, deve ter havido um equívoco dos Colegas, pois a análise de confiabilidade estrutural passou a ser utilizada em casos muito simples e especiais, e muito depois da adoção de coeficientes parciais de ponderação, justamente pela dificuldade de um tratamento probabilista integral necessário a uma análise de confiabilidade. A história é exatamente ao contrário, ou seja, primeiro os coeficientes parciais foram calibrados para “chegar” e se “ajustar” aos antigos coeficientes globais de segurança das primeiras normas que usavam os métodos das tensões admissíveis e, hoje, os coeficientes β de confiabilidade são ajustados aos valores obtidos com os coeficientes parciais de ponderação. Infelizmente, os Colegas quiseram inverter o curso da história da introdução da segurança no projeto estrutural (vide Zagotts [4]).

Os autores agradecem a contribuição esclarecedora e correta dos Colegas com relação ao ACI 318-11 (equivalente neste tema ao atual ACI 318-14) e ao ACI 214.4R-10. Ambos convergem para valores equiparáveis, mas são excludentes, ou seja, em estruturas novas e em construção deve ser usado somente o critério do ACI 318-11. Em estruturas existentes pode ser utilizado o critério do ACI 214.4R-10, combinado com ACI 318-11 (Capítulo 20) e ACI 562-13, segundo cada caso.

Com relação à crítica à Seção 4.2.4 do artigo, os Colegas defendem ainda que “[...] a Norma EN 13791 [24] só permite a utilização das equações (16) e (17) para estruturas “velhas” (old structures). Para casos de não-conformidade, utiliza-se outro procedimento”. Os autores esclarecem que ambos os procedimentos (análise de



estruturas “velhas” e casos de não conformidade de obras em construção) estão descritos na EN 13791:2007 (vide transcrição de um trecho da introdução e do Flowchart 1 da norma), e justificam o uso do critério adotado na Seção 4.2.4 tendo em vista que, nos casos de não conformidade em estruturas ainda em construção, o procedimento sugerido pela EN 13791:2007 no item 9 (em azul no *Flowchart 1*) é bem menos conservador que o sugerido pelo item 7 (em vermelho no *Flowchart 1*, utilizado pelos autores e recomendado para análise de estruturas “velhas”), e se assemelha ao critério do ACI 318-11.

EN 13791:2007 Introduction

[...] The following examples illustrate where this estimate of in-situ strength of concrete may be required:

- when an existing structure is to be modified or redesigned.
- to assess structural adequacy when doubt arises about the compressive strength in the structure due to defective workmanship, deterioration of concrete due to fire or other causes;
- when an assessment of the in-situ concrete strength is needed during construction;
- to assess structural adequacy in the case of non-conformity of the compressive strength obtained from standard tests specimens;
- assessment of conformity of the in-situ concrete compressive strength when specified in a specification or product standard.

[...]An outline of the procedures for these different uses of this standard is given in Flowchart 1 [...]

Finalmente, os Colegas expressam contrariedade com relação ao exemplo apresentado pelos autores no artigo em discussão. A intenção dos autores foi a de contribuir para melhor esclarecer os conceitos, de modo que os mesmos lamentam que isso não tenha ocorrido com relação a esses Colegas e se comprometem a produzir e publicar exemplos mais convincentes e mais didáticos.

[1] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. *fib* (CEB-

-FIP) Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne: Ernst & Sohn, 2013. p. 62.

- [2] 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).
- [3] FUSCO, P. B. Controle da resistência do concreto. ABCE Informa, São Paulo, n. 89, p.12-19, Jan/Fev. 2012.
- [4] ZAGOTTIS, D. L. de. Introdução da Segurança no Projeto Estrutural. São Paulo, EPUSP-PEF, 1974. 116 p.