

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: “Conceptual 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:

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

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

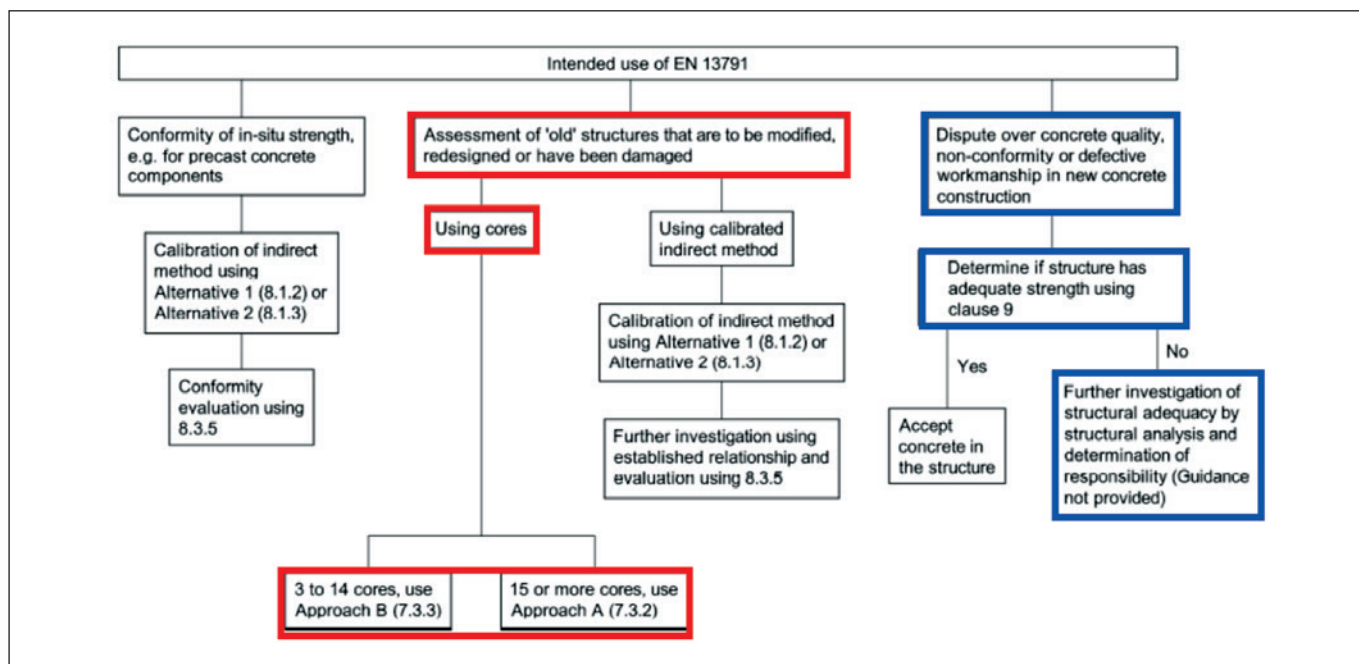
The commonly used partial safety factors mentioned before can be modified in operational codes, by justifying the values of the underlying assumptions.

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.