

## METODOLOGIA PARA A AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO EM EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO



Nuno Pereira\*

Aluno de Doutoramento  
FEUP  
Porto  
nmsp@fe.up.pt



Xavier Romão

Professor Auxiliar  
FEUP  
Porto  
xnr@fe.up.pt



Raimundo Delgado

Professor Catedrático  
FEUP  
Porto  
rdelgado@fe.up.pt

### SUMÁRIO

O presente estudo apresenta uma metodologia para a definição dum fator de segurança para a resistência do betão em edifícios existentes. O principal objetivo consiste em definir um procedimento que estabeleça a ligação entre a informação recolhida de estruturas existentes através de ensaios *in situ* e os fatores de segurança aplicados às propriedades médias do betão. O método proposto implica dividir a estrutura em zonas com material potencialmente homogéneo (e.g. pisos). Para estas zonas, a variabilidade é definida pela variação da resistência de elemento para elemento, representando-se assim a área a estudar por um conjunto finito de elementos. O método proposto estabelece um fator de segurança com base no limite de um intervalo de confiança para a média, usando-se um coeficiente empírico para incluir a incerteza associada ao plano de inspeção adotado. Com base nestes fatores, definidos assumindo uma distribuição normal ou lognormal, é proposto um conjunto de níveis de conhecimento relativos. Estes níveis definem o número de elementos a ensaiar dentro do total que compõe a área a avaliar. São ainda apresentados Fatores de Segurança adaptativos, dependentes do número relativo de elementos ensaiados, sendo efetuada a sua comparação com os Fatores de Confiança propostos pelo Eurocódigo 8 – Parte 3.

**Palavras-chave:** Eurocódigo 8 – Parte 3, estruturas existentes, Fator de confiança, Nível de conhecimento, Resistência do betão.

## 1. INTRODUÇÃO

A avaliação do desempenho sísmico de estruturas existentes tem sido reconhecida nos últimos anos como uma matéria de elevada importância em países com atividade sísmica moderada ou intensa. Neste contexto, as autoridades públicas e a comunidade científica têm vindo a reconhecer a urgência em avaliar a segurança de estruturas e infraestruturas existentes, principalmente no que concerne à sua resposta quando sujeitas a ações extremas associadas a fenómenos naturais como a neve, vento ou a atividade sísmica. Estas ações, donde se particulariza a ação sísmica, requerem a formulação de regulamentação que aborde as especificidades das estruturas existentes assim como a sua interação com as propriedades da ação imposta. Nos últimos anos, foram elaboradas várias propostas de legislação técnica para o tratamento específico da avaliação sísmica de estruturas existentes (e.g. [1-6]). Dadas as especificidades do processo de avaliação do desempenho sísmico de estruturas existentes, nomeadamente o facto de se tratar duma avaliação pós construção que envolve abordagens diferentes das utilizadas no dimensionamento de estruturas novas, a regulamentação aplicada a estruturas existentes deve ser adequadamente calibrada para se ajustar à especificidade dos problemas impostos. Esta calibração deve, assim, ser feita de modo a aferir a fiabilidade e a aplicação prática dos métodos propostos, nomeadamente no que concerne ao controlo das múltiplas fontes de incerteza associadas às estruturas existentes.

No caso dos edifícios de betão armado (BA), os regulamentos de estruturas requerem que seja realizado um determinado número de ensaios na estrutura para determinar as propriedades estruturais, nomeadamente no que se refere à resistência à compressão do betão. As normas atuais determinam que a caracterização da resistência do betão deve ser efetuada com base na realização de ensaios destrutivos num número de elementos estruturais determinado. Devido à natureza destrutiva destes ensaios que acarreta a indução de dano nos elementos estruturais assim como custos de desenvolvimento do ensaio, ensaios não destrutivos, como o ensaio de determinação do índice esclerométrico, são comumente sugeridos para aumentar o nível de informação disponível. No entanto, o seu uso isolado sem a combinação com ensaios destrutivos não é permitido à luz da atual regulamentação, essencialmente devido à falta de fiabilidade da correlação entre os dois tipos de ensaios.

O atual regulamento europeu para a avaliação de edifícios existentes, o Eurocódigo 8-Parte 3 (EC8/3) [1], define os requisitos mínimos para a caracterização estrutural incluindo o número mínimo de amostras materiais que devem ser realizadas. Esta especificação é feita de acordo com uma regra genérica, definindo para cada piso e para cada tipo de elemento estrutural (vigas, pilares) o número de elementos a testar de modo a garantir um nível de conhecimento predefinido. O EC8/3 estabelece 3 níveis de conhecimento (KLs): KL1, KL2 e KL3, correspondendo aos níveis *Limited*, *Comprehensive* e *Full*, respetivamente. Para cada um dos níveis KL, o EC8/3 faz corresponder um fator de confiança, CF, que atua como um fator de segurança aplicado às propriedades médias dos materiais de modo a contabilizar a incerteza associada ao plano de inspeção adotado. Os valores propostos para os CFs no EC8/3 consistem nos fatores 1.35, 1.20 e 1.00 para os níveis KL1, KL2 e KL3, respetivamente.

A ligação entre os KLs e os valores de CF como indicada no EC8/3 tem sido criticada devido à falta de objetividade na definição dos fatores de confiança, [7-8]. Mais ainda, o papel deste fator na representação da incerteza global da resposta sísmica não apresenta justificação evidente, razão pela qual a sua definição tem vindo a ser aplicada no contexto da avaliação da resistência dos materiais, [9-10].

## **2. MÉTODOS ALTERNATIVOS AO EC8/3 PARA A AVALIAÇÃO DA RESISTENCIA DO BETÃO EM NORMAS INTERNACIONAIS**

As inconsistências do método proposto pelo EC8/3 podem ainda ser revistas à luz das diferentes propostas de alguns regulamentos nacionais que diferem ou complementam as imposições deste regulamento no que concerne à definição do plano de inspeção.

O regulamento italiano [5] segue uma estratégia semelhante à adotada pelo EC8/3 baseada igualmente em três níveis de conhecimento aos quais correspondem três CFs. Apesar de apresentar CFs e KLs iguais aos indicados no EC8/3, divididos por piso e tipo de elemento, a norma italiana introduz diretivas adicionais no que pode ser interpretado como um controlo adicional do que deve ser considerado como zona homogénea do ponto de vista das características do betão, dado que especifica que o número mínimo de elementos a testar deve igualmente ser circunscrito a uma área de piso máxima de 320 m<sup>2</sup>.

A definição da resistência do betão de acordo com a norma americana ASCE 41-07 [4] inclui duas abordagens possíveis, desagregadas de acordo com a disponibilidade de informação relativa ao projeto ou à fase construtiva. Caso exista informação disponível, esta pode ser usada como complemento a uma amostra mínima de 3 espécimes que devem ser retirados em cada piso, por cada 929 m<sup>2</sup> de área em planta do piso ou 306 m<sup>3</sup> de betão. Estas duas últimas condições estão igualmente associadas à homogeneidade do material, tal como introduzido na norma italiana e em oposição às prescrições do EC8/3. Caso não exista informação disponível, o tamanho da amostra, sujeita às mesmas restrições, deve ser incrementada para 6 ensaios. A norma ASCE 41-07 inclui ainda uma verificação de homogeneidade explícita que decorre da análise do valor do Coeficiente de Variação (CoV) dos resultados obtidos. Caso este valor seja superior a 14%, valor determinado em [11] para representar a variabilidade natural do betão, a estimativa fiável da resistência deve ser definida através da subtração de um desvio padrão ao valor médio da resistência.

No caso da norma ACI 214.4R [12], o número mínimo de amostras de betão a retirar da estrutura, NSMA, é definido de acordo com a norma ASTM E122 [13], que define o tamanho da amostra com base na diferença entre a média estimada através da amostra e a média real da resistência do betão (e em %), a variabilidade obtida de um conjunto de resultados (i.e. o CoV obtido a partir de amostras extraídas de um determinado número de elementos estruturais, CoV|NSMA) e um dado valor para o risco aceitável de exceder o valor da diferença previamente estabelecido. Assumindo um valor de 5% para o dado valor do risco, o tamanho recomendado para a amostra é definido de acordo com a Eq. (1).

$$NMSA = \left( \frac{2 \cdot CoV | NSMA}{e} \right)^2 \quad (1)$$

A revisão efetuada demonstra a necessidade para um estudo contínuo dos processos de avaliação preconizados, devendo as condicionantes anteriormente referidas serem incluídas. Como verificado, não existe uma abordagem universal nas normas aplicáveis para a estimativa da resistência do betão em edifícios existentes. Por outro lado, nenhum dos métodos analisados procura controlar a incerteza estatística associada à estimativa da variabilidade do betão. Sendo a incerteza do betão consistentemente definida como incerteza aleatória [14-15], a sua definição está dependente da correta estimativa dos seus parâmetros. Desta estimativa resulta, assim, incerteza epistémica, uma vez que a definição do valor médio e da variabilidade dependem da amostra selecionada, ou seja, é sensível à falta de conhecimento que possa advir da definição e seleção do plano de amostragem. Deste modo, evidencia-se que um método unificador das diferentes estratégias existentes deve incorporar uma indicação relativa ao tamanho da área de onde a amostra é extraída, uma estimativa da variabilidade do betão nessa mesma área e uma estimativa da incerteza estatística associada ao nível de detalhe implícito no plano de inspeção considerado.

### **3. FATORES DE SEGURANÇA PARA A RESISTÊNCIA MÉDIA DO BETÃO COM BASE EM ESTATÍSTICAS DE POPULAÇÃO FINITA**

O presente artigo apresenta uma metodologia que aborda os conceitos chave anteriormente identificados. A metodologia assenta na idealização de uma estrutura discreta em que a cada elemento estrutural é atribuído apenas um valor discreto para a resistência do betão, desprezando-se a sua variabilidade dentro do elemento. Com base nesta premissa, a subdivisão efetuada nos atuais regulamentos é igualmente considerada, assumindo, no entanto, um número finito de resistências possíveis dado pelo número de elementos da referida área, NSM. A metodologia proposta considera a variabilidade associada ao número de elementos estruturais não inspecionados (NSMNA) através da definição de planos de inspeção (onde NSMA elementos são testados) cuja incerteza estatística é representada pelo rácio entre as propriedades estimadas e as propriedades reais. Estes rácios, aqui designados por fatores de segurança, SF, são definidos para populações finitas definidas por áreas limitadas de acordo com potenciais áreas de material homogéneo, o que pode ser assumido, como referido por [16], por piso e elemento. Na presente metodologia, as subdivisões da estrutura impostas no regulamento Italiano foram consideradas. Para cada um destes grupos de elementos é possível definir a relação entre a média real e a média estimada através da consideração de intervalos de confiança para populações finitas.

### 3.1 Média amostral definida para uma distribuição normal

A determinação de um intervalo de confiança para a média de uma população finita é efetuada de forma semelhante à abordagem comum, adicionada de um fator corretivo que reflete o tamanho relativo da amostra. Esta correção baseia-se no facto de, na seleção de uma amostra de NSMA a partir de uma população com NSM elementos, a média amostral seguir aproximadamente uma distribuição normal com média igual à média real  $\mu$  e o desvio padrão dado pela Eq. (2), onde  $\sigma$  representa o desvio padrão da população (ver [17] para detalhes adicionais).

$$\sigma_{\mu} = \frac{\sigma}{\sqrt{NSMA}} \cdot \sqrt{\frac{NSM - NSMA}{NSM - 1}} \quad (2)$$

Considerando a população com tamanho NSM, o intervalo de confiança unilateral aproximado para a média pode ser definido de acordo com a Eq. (3), assumindo que a média amostral,  $\bar{x} | NSMA$ , segue uma distribuição normal e que  $z_{1-\alpha}$  representa o ponto de percentagem  $(1-\alpha)$  da distribuição normal reduzida.

$$P\left(\frac{\bar{x} | NSMA - \mu}{\sigma_{\mu}} \leq z_{1-\alpha}\right) = 1 - \alpha \quad (3)$$

O fator SF pode assim ser definido como o rácio entre a média real  $\mu$  e a estimativa da média  $\bar{x} | NSMA$  e pode ser incluído na Eq. (3) definindo  $CoV_{\mu}$  através do rácio  $\sigma_{\mu} / \mu$ .

$$P(SF \leq 1 + z_{1-\alpha} \cdot CoV_{\mu}) = 1 - \alpha \quad (4)$$

A Eq. (4) define assim que, para um dado valor conhecido (expectável) de  $CoV_{\mu}$ , se  $\mu = \bar{x} | NSMA / SF$  então existe uma probabilidade de  $(1-\alpha)$  de  $SF \leq 1 + z_{1-\alpha} \cdot CoV_{\mu}$ . Ora, o limite superior do intervalo correspondendo à probabilidade  $(1-\alpha) \cdot 100\%$  para o valor de SF é definido de acordo com a Eq. (5).

$$SF \leq 1 + z_{1-\alpha} \cdot CoV_{\mu} \quad (5)$$

Considerando que o valor real de  $CoV_{\mu}$  pode não ser conhecido mas sim apenas estimado, a Eq. (5) pode ser transformada na Eq. (6) incluindo o correção de população finita

anteriormente apresentada e assumindo que  $\sigma/\mu$  pode ser estimado a partir da amostra através do CoV da amostra.

$$SF \leq 1 + z_{1-\alpha} \cdot CoV | NSMA \cdot \frac{1}{\sqrt{NSMA}} \cdot \sqrt{\frac{NSM - NSMA}{NSM - 1}} \quad (6)$$

### 3.2 Média amostral definida para uma distribuição lognormal

Uma estratégia semelhante pode ser definida em alternativa admitindo que a média amostral é obtida duma distribuição lognormal, hipótese adequada para os casos em que se assumem tamanhos de amostra baixos. Neste caso, e seguindo [10], o intervalo de confiança para a média  $\theta$  da distribuição lognormal pode ser obtido considerando a Eq. (3) e o seu rearranjo através da expressão da Eq.(7).

$$\bar{x} | NSMA - z_{1-\alpha} \cdot \sigma_{\mu} \leq \mu \quad (7)$$

Na Eq. (7),  $\mu$  e  $\sigma$  representam a média e o desvio padrão da distribuição normal associada. Adicionando dos dois lados da Eq. (7)  $\sigma_{\mu}^2/2$  e considerando a transformação exponencial, a Eq. (8) é obtida.

$$\exp(\bar{x} | NSMA + \sigma_{\mu}^2 / 2) \cdot \exp(z_{1-\alpha} \cdot \sigma_{\mu}) \leq \exp(\mu + \sigma_{\mu}^2 / 2) \quad (8)$$

Como a média da distribuição lognormal  $\theta$  é definida por  $\exp(\mu + \sigma_{\mu}^2 / 2)$  e considerando a correspondente estimativa obtida com base na amostra como sendo dada por  $\bar{y} | NSMA$ , a Eq. (8) pode ser reescrita na forma da Eq. (9).

$$\bar{y} | NSMA \cdot \exp(z_{1-\alpha} \cdot \sigma_{\mu}) \leq \theta \quad (9)$$

Como o fator de segurança SF pode ser definido como o rácio entre o valor de  $\theta$  e a estimativa obtida com base na amostra  $\bar{y} | NSMA$ , partindo do mesmo raciocínio considerado na Eq. (4), o limite superior do intervalo de confiança pode ser obtido usando a Eq. (10).

$$SF = \exp\left(z_{1-\alpha} \cdot \sqrt{\ln(CoV_{\mu}^2 + 1)}\right) \quad (10)$$

Na Eq. (10),  $\sqrt{\ln(CoV_{\mu}^2 + 1)}$  representa o desvio padrão  $\sigma_{\mu}$ . Tal como para o caso da distribuição normal, o valor real de  $CoV_{\mu}$  pode não ser conhecido. Assim, envolvendo uma vez mais os conceitos de população finita, e usando de novo um estimador para a variabilidade, o SF pode ser obtido de acordo com a Eq. (11).

$$SF = \exp \left( z_{1-\alpha} \cdot \sqrt{\ln \left( (CoV | NSMA)^2 \cdot \frac{NSM - NSMA}{NSMA \cdot (NSM - 1)} + 1 \right)} \right) \quad (11)$$

Para um plano de inspeção definido, contemplando NSMA elementos a avaliar, o SF representa o grau de desvio máximo da estimativa da média em relação ao seu valor real. O SF assim definido estabelece igualmente um nível de fiabilidade (i.e. um nível de confiança) associado à estimativa obtida da inspeção, correlacionando o nível de conhecimento (dado pela relação de elementos estruturais inspecionados e não inspecionados) com a incerteza da estimativa.

### 3.3 Formulação simplificada dos fatores de segurança, SF

Com base nas expressões anteriormente apresentadas, pode ser definida uma formulação simplificada para a formulação de SF partindo dos pressupostos admitidos. Genericamente, SF foi definido como a razão entre a média amostral e a média real, sendo portanto função da incerteza associada à estimativa da média devido à consideração de uma amostra de tamanho inferior ao tamanho da população. Ou seja, caso se avaliassem todos os elementos da área a caracterizar, o valor da variabilidade associada à estimativa da média,  $CoV_{\mu}$  seria nulo, reproduzindo o caso em que SF tem valor unitário e a incerteza na estimativa é nula. Do mesmo modo,  $CoV_{\mu}$  pode ser visto como uma função do tamanho da amostra (nulo se  $NMSA=NSM$ ) estando igualmente dependente da dispersão global da população ( $CoV_{fc} | NSM$ ), uma vez que quanto maior for a variabilidade global, maior será a probabilidade de uma amostra composta por NSMA testes incluir valores extremos. Como é comum encontrarem-se valores moderados a elevados para a dispersão do betão em estruturas existentes, definiu-se um fator  $\beta_{CoV}$  para afetar a variabilidade global tal que  $CoV_{\mu} = \beta_{CoV} \cdot CoV_{fc} | NSM$ . Este parâmetro consiste assim numa função de NSMA que traduz a incerteza associada a um plano de amostras, definida através de uma percentagem da variabilidade global da população.

Com base na simplificação introduzida, os coeficientes SF anteriormente introduzidos nas Eqs. (5) e (10) fazem com que estas possam ser reescritas na forma da Eq. (12), caso se assuma que a resistência à compressão do betão segue uma distribuição normal, ou pela Eq. (13), caso se assuma que segue uma distribuição lognormal.

$$SF \leq 1 + z_{1-\alpha} \cdot \beta_{CoV} \cdot CoV_{fc} | NSM \quad (12)$$

$$SF = \exp\left(z_{1-\alpha} \cdot \sqrt{\ln\left(\left(\beta_{CoV} \cdot CoV_{fc} | NSM\right)^2 + 1\right)}\right) \quad (13)$$

#### 4. CALIBRAÇÃO DA METODOLOGIA PARA A ESTIMATIVA DE SF

Apesar da simplicidade envolvida na formulação apresentada para obtenção dos SFs, a sua validade depende do cumprimento de um conjunto de condições. A primeira está associada à sensibilidade do procedimento referido à estimativa da variabilidade global da resistência à compressão. Quando a população global (por exemplo o conjunto de pilares de um piso) apresenta valores elevados de variabilidade, nomeadamente em edifícios antigos de BA com qualidade de construção possivelmente baixa, a estimativa obtida com amostras de muito pequena dimensão pode implicar uma sobrestimação ou mesmo a subestimação deste parâmetro. Assim, é necessário quantificar  $CoV_{fc} | NSM$  com informação auxiliar proveniente de outro tipo de ensaios ou informação sobre a construção.

Por outro lado, é necessário definir o grau de decaimento da incerteza com o aumento do tamanho da amostra, através do parâmetro  $\beta_{CoV}$ . Este parâmetro requer igualmente uma calibração de modo a incluir efeitos da presença de extremos e “clusters” nos dados. Apresenta-se em seguida a calibração de duas leis propostas para ultrapassar as questões previamente enunciadas. Na calibração apresentada nesta secção foram considerados dois tipos de dados. Para a calibração de  $\beta_{CoV}$ , os resultados de [18] foram usados como dados de treino. Para a calibração do método alternativo para obter  $CoV_{fc} | NSM$  foram considerados os dados de [19-21]. Em ambos os casos, 5 conjuntos de dados (C1-C5) foram considerados. Os conjuntos de dados C1-C4 correspondem a resultados de carotes e ensaios de índice esclerométrico obtidos em estruturas construídas na década de 1990, enquanto o conjunto C5 foi extraído de um caso de estudo [22].

##### 4.1 Correlação empírica para a determinação de $\beta_{CoV}$

Com o intuito de averiguar a relação empírica que traduz o decaimento da incerteza relativa à estimativa da média tendo por base o conhecimento do valor global de  $CoV | NSM$  da população, foram analisados 6 conjuntos de dados provenientes do estudo de [18]. A razão do desenvolvimento da referida relação empírica assenta na total dependência da forma e da dispersão das populações constituídas por resultados de ensaios de carotes de betão. Uma abordagem alternativa poderia ter sido assumida neste ponto efetuando extrações a partir de distribuições teóricas e, partindo das populações referidas, efetuar novas extrações para aferir o efeito da amostragem. No entanto, optou-se por considerar resultados experimentais (ensaios de carotes extraídas de vigas) referentes a classes de betões produzidas e endurecidas em laboratório, de modo a controlar de forma mais realista a contribuição de

valores extremos na análise da média, sendo estes introduzidos, na abordagem seguida, pelas variações de qualidade inerentes ao processo construtivo. A título de exemplo, note-se a sensibilidade identificada por [18] na determinação de um ajuste probabilístico coerente aos dados. Igualmente, as populações consideradas apresentam tamanho semelhante ao número de elementos estruturais presentes em pisos correntes (19 a 27 elementos betonados no estudo por classe de betão produzida). Os conjuntos referidos foram estudados estabelecendo todas as combinações possíveis de NSMA elementos extraídos da população composta por NSM elementos. Para cada tamanho NSMA da amostra extraída, calcularam-se os parâmetros da distribuição do valor médio amostral, i.e. o valor da média das estimativas da média e a correspondente variabilidade representada pelo valor de  $CoV_{\mu} / NSMA$ . Finalmente, o rácio  $\beta_{CoV}$  foi calculado usando a Eq. (14), correlacionando a incerteza na média ( $CoV_{\mu} / NSMA$ ) com o valor da variabilidade global,  $CoV_{fc} / NSM$ .

$$\beta_{CoV} = \frac{CoV_{\mu} / NSMA}{CoV_{fc} / NSM} \quad (14)$$

A Fig. 1 apresenta a correlação obtida entre o parâmetro  $\beta_{CoV}$  e o tamanho relativo da amostra testada, definido pelo rácio entre o numero de elementos estruturais testados e o numero de elementos que compõem a área em estudo,  $\zeta = NSMA / NSM$ .

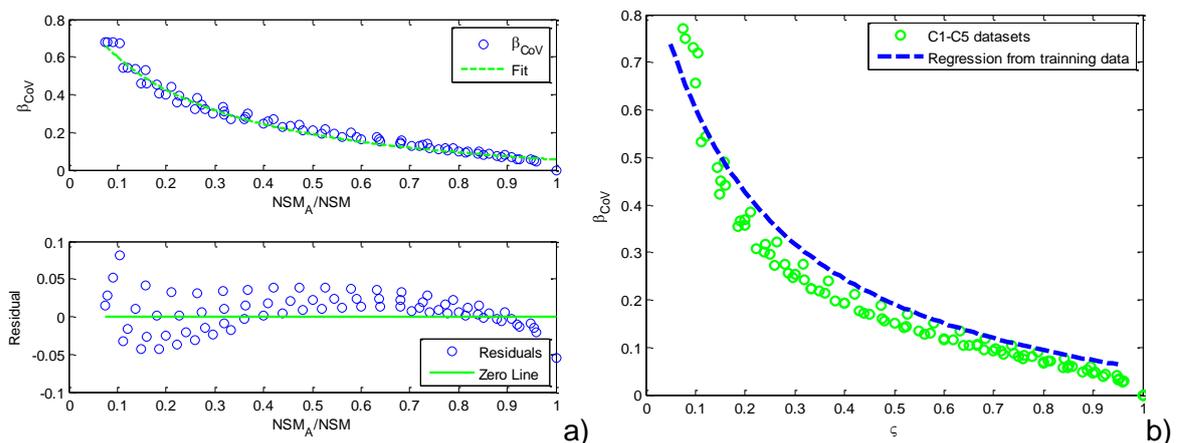


Figura 1. Correlação entre o parâmetro  $\beta_{CoV}$  e o tamanho relativo da amostra,  $NSMA/NSM$  a) e avaliação da regressão em comparação com os dados de validação (C1-C5) b).

A correlação entre as referidas variáveis foi efetuada, tendo-se obtido o modelo regressivo apresentado na Eq. (15) aplicável para amostras com  $\zeta$  entre 5% e 95%. A Fig. 1b apresenta

os resultados obtidos considerando os conjuntos de validação C1-C5 em comparação com a proposta definida na Eq. (15).

$$\beta_{CoV} = (0.208 - 0.140 \cdot \zeta) / (0.222 + \zeta) \quad (15)$$

#### 4.2 Correlação empírica para a determinação de $CoV_{fc} | NSM$

Para a estimativa de  $CoV_{fc} | NSM$ , foi considerada informação auxiliar proveniente de ensaios não destrutivos. Em particular, procurou-se definir um método que permitisse uma estimativa aproximada do valor da variabilidade global, aumentando o nível de informação disponível sem induzir dano aos elementos. Ao não induzir dano e ao apresentar baixo custo e tempo necessário para a recolha da informação referida, a estimativa da variabilidade global pode ser feita numa fase preliminar da avaliação da estrutura, permitindo a escolha do plano de ensaios destrutivos a realizar. No presente estudo, o ensaio de determinação do índice esclerométrico (RN) foi considerado para este efeito. Este tipo de teste apresenta várias vantagens práticas, desde logo porque permite o ensaio de um número alargado de elementos estruturais com baixo custo/dano. No entanto, o seu uso requer que uma correlação seja definida para transformar o índice esclerométrico num valor de resistência do betão. Duas alternativas podem ser seguidas para efetuar esta transformação: a primeira rege-se pela utilização de uma lei de correlação para transformar cada valor de RN numa estimativa de  $fc$ ; a segunda implica a avaliação de um conjunto de dados que representem a população finita em estudo, a determinação do respetivo CoV e a sua correlação com o valor global de CoV da resistência do betão. Pares de dados  $fc$ -RN obtidos *in situ* e em laboratório de acordo com casos reportados na literatura [19-21] foram selecionados para estabelecer uma regressão do segundo tipo, como anteriormente descrito. A Fig. 2 apresenta a correlação obtida com os 24 pares  $CoV_{fc}$ - $CoV_{RN}$  considerados, assim como os limites de previsão correspondentes à probabilidade de 75%. Na definição da referida regressão, foi considerado um modelo robusto usando uma função de pesos bi-quadrática. A regressão ajustada implica a relação linear entre  $CoV_{fc}$ - $CoV_{RN}$  dada por  $CoV_{fc}|NSM = 1.042 \cdot CoV_{RN}|NSM + 0.123$ , e foi obtida com  $R^2$  ajustado de 0.72 e RMSE de 0.06. De acordo com o método proposto, é necessário avaliar igualmente  $CoV_{RN}|NSM$  com rigor, i.e. tal que  $CoV_{RN}|NSM \cong CoV_{RN}|NSM$ . Ora, o número de elementos a testar tem que ser definido para garantir a igualdade referida. Um estudo de simulação usando os dados de C1-C5 foi efectuado, sendo concluído que, em média, a avaliação de 50-60% de NSM garante uma estimativa fiável com um desvio inferior a 5% relativamente ao valor real.

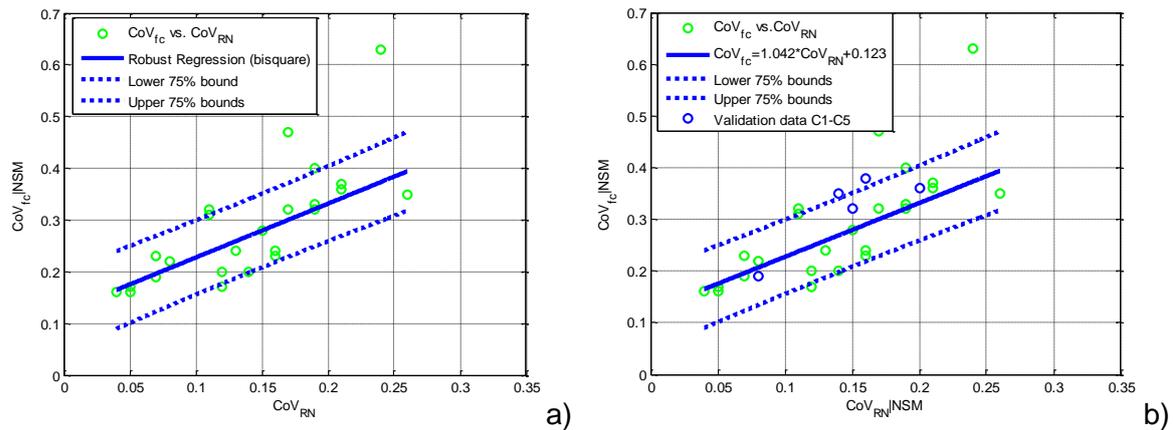


Figura 2. Correlação entre  $CoV_{fc}|NSM$  e  $CoV_{RN}|NSM$  definida pelo ajuste aos dados experimentais considerados a) e ajuste aos dados de validação b)

## 5. FORMULAÇÃO ALTERNATIVA PARA OS CFS DO EC8/3 PARA AVALIAÇÃO DOS MATERIAIS DE ACORDO COM OS SF PROPOSTOS

Como referido previamente, o EC8/3 define fatores de segurança para os materiais (os designados fatores de Confiança, CFs) de acordo com 3 níveis de conhecimento (KLs) associados a valores absolutos para o número de testes de materiais a efetuar por piso e por tipo de elemento. De acordo com estes valores absolutos para o número de testes a efetuar, o EC8/3 não pressupõe o controlo da incerteza de amostragem inerente. Ora, usando a hipótese da estrutura discreta anteriormente referida, as Eqs. (12) e (13) podem ser usadas para efetuar a correlação entre SF e a amostra de tamanho relativo NSMA/NSM assumindo uma dada probabilidade para a correção da referida estimativa (nível de confiança).

### 5.1 Definição alternativa do número mínimo de testes por KL

O primeiro passo para uma definição integrada do método KL-CF consiste no estabelecimento do número mínimo de amostras para cada KL, i.e. o número mínimo de ensaios destrutivos (carotes de betão) a realizar em cada subdivisão da estrutura definida pelos critérios definidos na norma Italiana [5]. Após a análise da evolução dos SFs calculados de acordo com as Eqs. (12) e (13) para diferentes níveis de incerteza  $CoV_{\mu}$  e diferentes tamanhos relativos da amostra NSMA/NSM, propõem-se valores mínimos de referência para 3 níveis de conhecimento (KL1, KL2 e KL3). Desta análise, assumiram-se números mínimos de elementos a testar iguais a 10% de NSM para KL1, 20% de NSM para KL2 e 30% de NSM para KL3. O limite máximo de 30% foi estabelecido de modo a representar um nível aceitável de fiabilidade mas limitando o dano induzido aos elementos estruturais do piso. Por seu turno, os valores de 10% e 20% refletem uma redução verificada de 1-2 testes para diferentes tamanhos relativos da amostra a testar de KL3 para KL2 e KL2 para KL1. A Fig. 3 apresenta a evolução do número mínimo de elementos estruturais a testar para os novos KLs propostos.

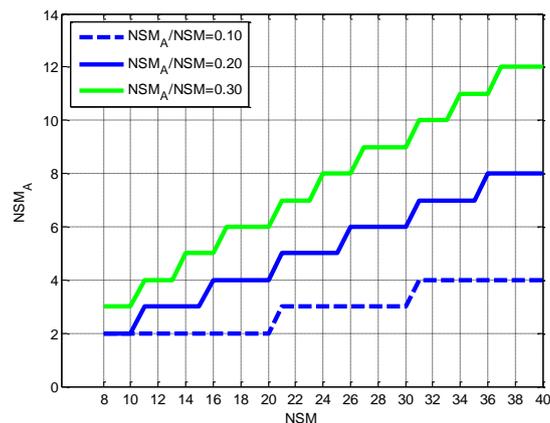


Figura 3. Evolução do número mínimo de ensaios destrutivos NSMA de acordo com os novos KLs relativos propostos para diferentes conjuntos de elementos estruturais, NSM.

Analisando a Fig. 3, é possível verificar que o número necessário de ensaios destrutivos a realizar permanece inalterado em variações de 10 no valor de NSM para KL1. Esta variação passa para uma frequência de 5 em KL2 e de 3 em KL3. Estas frequências resultam da necessidade da consideração de valores discretos para os tamanhos da amostra. Igualmente, um mínimo de 2 elementos foi assumido para qualquer NSM para KL1 e KL2, enquanto o mínimo de 3 ensaios foi considerado para KL3. As análises foram efetuadas até um valor de NSM igual a 40 elementos assumindo-se ser este um valor concordante com o limite de 320 m<sup>2</sup> adotado de acordo com o código italiano. Para uma subestrutura com 20 elementos estruturais, os KLs propostos implicam a realização de 2 ensaios para KL1, 4 ensaios para KL2 e 6 ensaios para KL3, valores em linha com os preconizados nas normas atuais.

## 5.2 Definição de CFs compatíveis com os KLs propostos

Usando as definições propostas para os novos KLs, podem ser definidos SFs que refletem um nível específico de confiança usando as Eqs. (12) e (13). A Fig. 4 apresenta a evolução de SF para valores incrementais de  $C_oV_{fc} / NSM$ , para diferentes níveis de confiança e para os 3 KLs propostos. Os resultados apresentados nas figuras 4a (KL1), 4c (KL2) e 4e (KL3) correspondem ao caso em que resistência do betão segue uma distribuição normal (Eq. 12), enquanto as figuras 4b (KL1), 4d (KL2) e 4f (KL3) correspondem ao caso em que segue uma distribuição lognormal (Eq. 13).

A análise global da Fig. 4 indica que, para um dado KL e para todos os níveis de confiança considerados, os SFs compatíveis com diferentes planos de amostras são ligeiramente superiores quando se assume a distribuição lognormal. Estas diferenças indicam que o uso da distribuição lognormal corresponde a uma hipótese mais conservativa, sendo mais adequada para a definição de um fator de segurança. Após a seleção do tipo de distribuição a considerar, é ainda necessário estabelecer o nível de confiança adequado para cada KL.

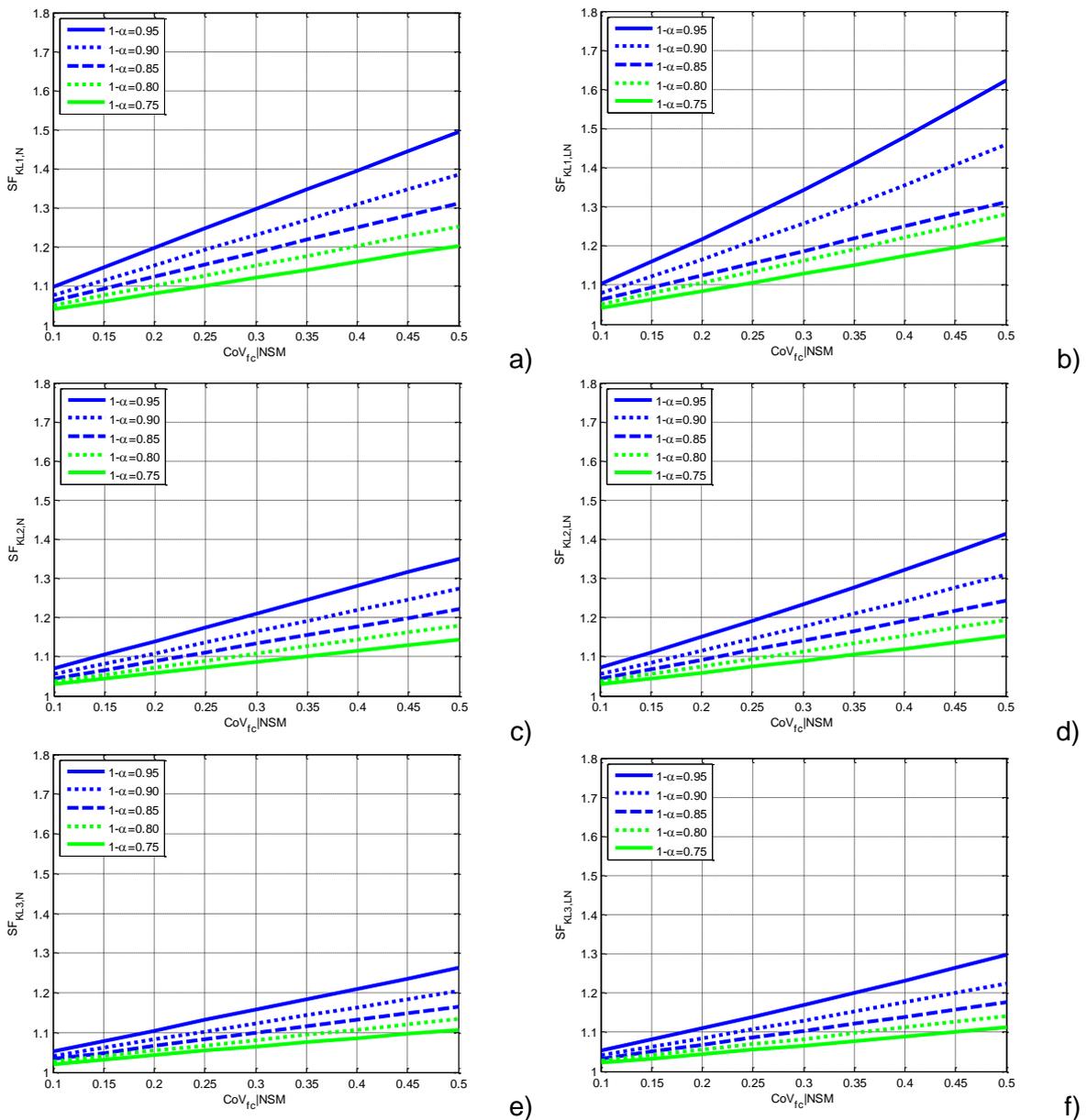


Figura 4. Evolução do SF para diferentes KLs e níveis de confiança: KL1 (N (a) e LN (b)), KL2 (N (c) e LN (d) e KL3 (N (e) e LN (f)

A informação relativa à melhor opção para este parâmetro é escassa, pelo que se adotou na presente proposta uma abordagem de carácter prático. Tal como referido por [10], o nível mínimo de 75% é geralmente adotado em avaliação estrutural. Por outro lado, é comum admitir-se o valor máximo de 95%. Os valores a seleccionar podem assim ser enquadrados no referido intervalo. Para a seleção dos níveis de confiança, usou-se um raciocínio semelhante à definição dos KLs, assumindo um aumento da confiança (diminuição do tamanho do intervalo de confiança) com o aumento do tamanho relativo da amostra. Assim, em vez de se seleccionar o mesmo nível de confiança para todos os KLs, considerou-se que para o plano de amostras compatível com o menor KL (KL1) se poderia considerar o intervalo mais alargado, dada a maior incerteza, sendo este obtido pelo nível de confiança requerido de 95%. Do

mesmo modo, para valores de amostra relativa máximos (KL3), a incerteza associada é menor pelo que se pode considerar o mínimo intervalo possível, definido pelo limite de confiança de 75%. Por fim considerou-se que o nível intermédio (KL2) pode igualmente refletir um nível de confiança intermédio, resultando no valor de 90% assumido. A Fig. 5a apresenta a evolução do SF de acordo com as condições enunciadas para valores incrementais de  $CoV_{fc}|NSM$ . Os resultados apresentados para os 3 KLS e níveis de confiança podem ser comparados com os valores de CF propostos pelo EC8/3, avaliando o grau de adequabilidade dos KLS propostos para os coeficientes discretos (constantes) propostos. Note-se, no entanto, que o CF (KL1) apresentado pelo EC8/3 não foi considerado, pois este apresenta um valor unitário, situação irrealista pois levaria à avaliação de todos os elementos segundo o paradigma adotado no procedimento proposto. Ao invés, assumiu-se um valor de  $CF_{KL3}$  dado por 1.10 para ser usado na análise seguinte.

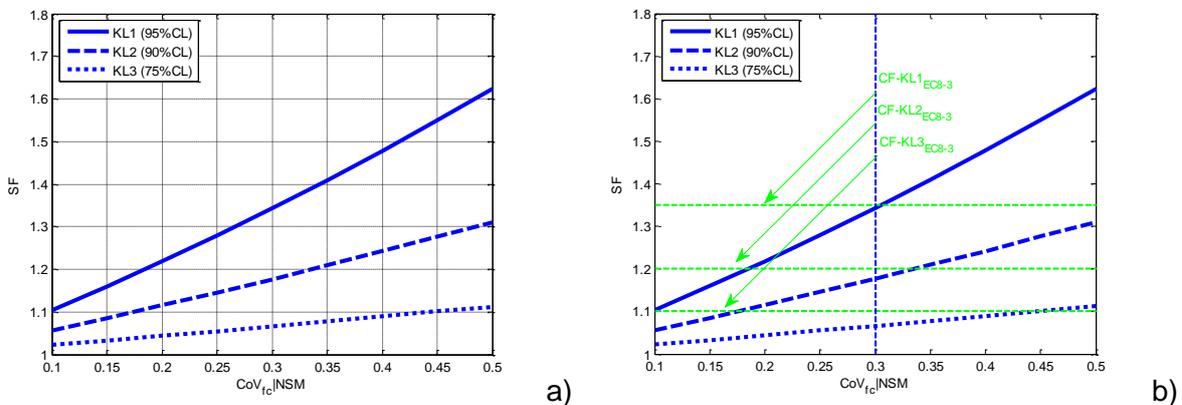


Figura 5. Evolução do SF para os níveis de confiança selecionados para cada KL (a) e comparação dos valores propostos com os CFs absolutos propostos pelo EC8/3 (b)

Para comparar os SFs propostos para cada KL e os respetivos valores propostos no EC8/3, a Fig. 5b replica os resultados apresentados na Fig. 5a adicionando as linhas representativas dos CFs do EC8/3, designadas por  $CF-KL1_{EC8-3}$ ,  $CF-KL2_{EC8-3}$  e  $CF-KL3_{EC8-3}$ . Comparando os valores das duas abordagens, é possível verificar que, para que as duas abordagens sejam compatíveis, a máxima variabilidade do betão na estrutura  $CoV_{fc}|NSM$  deve ser limitada a 0.30, dado que as retas definidas pelos CFs intersectam, em geral, nesta abcissa as diferentes curvas de SF. Para este valor da variabilidade do betão, o valor de SF obtido é de 1.34 para KL3 (assumindo a alteração efectuada ao CF (KL3) do EC8/3), 1.18 para KL2 e 1.07 para KL1. Para o caso de KL1, o valor de SF proposto leva a uma abordagem mais sólida do que o valor unitário proposto pelo EC8/3. Note-se igualmente que, apesar da correspondência aproximada dos factores para CoV de 0.30, os valores de SF são consideravelmente mais baixos para valores inferiores de variabilidade do betão, o que resulta assim numa abordagem dinâmica e integrada de ligação dos KLS selecionados com os SF adoptados.

## 6. CONCLUSÕES

O presente artigo apresenta uma metodologia para a quantificação fiável de uma estimativa para a resistência média do betão controlando a incerteza associada aos procedimentos de inspeção. Um conjunto de fatores de segurança são propostos com base em estatísticas de população finita e em relações empíricas considerando ensaios destrutivos e não destrutivos. Estes fatores são definidos para os casos em que a resistência à compressão do betão segue uma distribuição normal e em que segue uma distribuição lognormal. Os fatores de segurança (SF) propostos foram associados a um conjunto de níveis de conhecimento (KL) definidos com base em tamanhos de amostra relativos, isto é, avaliando uma dada percentagem do número total de elementos que compõe uma região da estrutura, em geral definida de acordo com critérios de identificação de fases de betonagem. Os KLs definidos consistem em 10% para KL1, 20% para KL2 e 30% para KL3, em relação ao número total de elementos que compõe cada piso, por tipo de elemento e por cada 320 m<sup>2</sup> de área. Para cada KL, definiram-se igualmente 3 níveis de confiança para serem incluídos nas estimativas dos SFs, correspondendo a 75% para KL1, 90% para KL2 e 95% para KL3. A abordagem proposta, contemplando os planos de inspeção (dados pelos KLs relativos) e os níveis de confiança fixos assumidos, foi comparada com a abordagem apresentada no EC8/3. Os resultados obtidos com o método proposto demonstraram-se em linha com os coeficientes propostos pelo EC8/3 apenas no caso em que a variabilidade global da área em da estrutura em estudo com NSM elementos estruturais,  $CoV_{fc|NSM}$ , é menor que 0.30. Por oposição, o método proposto permite uma abordagem dinâmica de definição de SF para cada plano de inspeção considerado, sendo o controlo intermédio feito pelas relações empíricas desenvolvidas. Finalmente, refere-se ainda que as relações empíricas propostas, nomeadamente as apresentadas na Fig. 2, podem ainda ser alvo de futuros estudos para aumentar a respetiva fiabilidade.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do projecto PTDC/ECM/108098/2008 (Development and calibration of seismic safety assessment methodologies for existing buildings according to the Eurocode 8-Part 3).

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] EC8-3 (2005). ENV 1998-3. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance, part 3: assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization.
- [2] NZSEE (2006). Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquake. Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings, New Zealand Society for Earthquake Engineering, New Zealand, 2006.
- [3] ASCE (2003). Seismic evaluation of existing buildings (ASCE/SEI 31-03). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [4] ASCE (2007). Seismic rehabilitation of buildings (ASCE/SEI 41-06). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.

- [5] NTC (2008). Norme tecniche per la Costruzioni. Decreto del Ministero delle infrastrutture, Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n.29 del 4/02/2008.
- [6] ATC (2009). Quantification of building system performance and response parameters. Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
- [7] Elefante L (2010). Dealing with uncertainties in the assessment of existing RC buildings. PhD Thesis, Università degli Studi di Napoli Federico II, Naples, Italy
- [8] Franchin P, Pinto PE, Rajeev P (2010). Confidence factor? J. Earthq Eng 14 (7): 989–1007.
- [9] Monti G, Alessandri S (2009). Application of bayesian techniques to material strength evaluation and calibration of confidence factors. Eurocode 8 -Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, 53-65, Napoli, Italy.
- [10] Romão X, Gonçalves R, Costa A, Delgado R (2012). Evaluation of the EC8-3 confidence factors for the characterization of concrete strength in existing structures. Materials and Structures, 45 (11): 1737-1758.
- [11] Bartlett F, MacGregor J (1999) Variation of in-place concrete strength in structures. ACI Mater J 96(2):261–270.
- [12] ACI Committee 214. Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214R-02). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
- [13] ASTM (2000).ASTM E122. Standard Practice for Calculating Sample Size to Estimate, With a Specified Tolerable Error, the Average for Characteristic of a Lot or Process.
- [14] Der Kiureghian A, Ditlevsen O (2009). Aleatory or epistemic? Does it matter? Structural Safety, 31:105-112.
- [15] Franchin, P, Pinto, P (2014). Existing Buildings: The New Italian Provisions for Probabilistic Seismic Assessment. Book Chapter. Geotechnical, Geological and Earthquake engineering, Volume 34. Springer. P. 91-131.
- [16]. Jalayer F, Petruzzelli F, Iervolino I, Manfredi G, Accounting for the effect of in-situ tests and inspections on the performance assessment of existing buildings. Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering August 30 – September 3, Ohrid, Macedonia, 2010.
- [17] Levy P e Lemeshow J (2008). Sampling of Populations: Methods and Applications, 4th Edition. Wiley, New York.
- [18] Chen X., Wu S., and Zhou J. (2013). Variability of Compressive Strength of Concrete Cores. J. Perform. Constr. Facil., 28 (4).
- [19] Szilágyi K (2013). Rebound Surface hardness and related properties of concrete. PhD Thesis. Budapest University of technology and economics.
- [20] Fabbrocino G, Di Fusco A and Manfredi G (2005). In Situ evaluation of concrete strength for existing constructions: critical issues and perspectives of NDT methods. *fib* Symposium “Keep Concrete Attractive”, Budapest.
- [21] Brognoli M (2007). Prove e controlli non distruttivi per la verifica degli edifici esistenti secondo la normativa sismica e le norme tecniche per le costruzioni. (assessed 12/2013)(<http://www.idesweb.it/download/slides%20seminario%20ing.%20brognoli.pdf>)
- [22] Monteiro A, Gonçalves A (2009) Assessment of characteristic strength in structures by the rebound hammer test according to EN 13791:2007, NDTCE’09 Conf., Nantes, France. 2009.