

Evaluation method for safety conditions of buildings during the structural repair of columns

Método para avaliação da segurança de edifícios durante a recuperação estrutural dos pilares



T. J. DA SILVA ^a
tjsilva@ufu.br

N. F. MONTEIRO ^b
newtonmonteiro@yahoo.com.br

Abstract

The structures deteriorate under the action of environmental hazards and other factors and require interventions which can vary from a simple superficial repair to a more complex reinforcement. The safety analysis in existing buildings differs in several aspects of that established in the project, mainly because the parameters generically adopted by the author of the project can be now studied by an investigation on-site at the moment of intervention. This work analyzes the safety conditions in which the services of structural repair of columns are made, and it presents a methodology that takes into account the reduction of uncertainties related to resistance and load parameters. The structure of the building is modeled in calculation software in order to obtain a more compatible stress with the reduced analyzed period. The methodology indicates the adjustment of the safety factors together with a global factor of safety for columns that allows the determination of a strategy for repairs to be performed, preserving a probability of failure coherent with the existence of the structure. As a result of the proposed methodology, the part of the concrete and steel sections that will be possible to be removed from the columns in a structural repair of a building due to a process of corrosion that will affect the reinforcement structures or deteriorate the concrete. The methodology proposed was applied to three buildings and one of them is shown in this paper. The structural elements of application were the columns of the garage floor of a 25 floor building with a simulation of a structural repair due to a process of initial corrosion of the reinforcement structures. After the analysis, it was possible to define the procedure to be adopted for each column.

Keywords: *structural safety; column repair; assessment of structures; safety factors.*

Resumo

As estruturas se deterioram pela ação das intempéries e de outros fatores requerendo intervenções que variam de um reparo superficial a um reforço mais complexo. A análise da segurança em edifícios existentes difere em vários aspectos daquela estabelecida em projeto, principalmente porque os parâmetros adotados genericamente pelos projetistas poderão ser mais bem definidos mediante uma investigação in loco no momento da intervenção. Este trabalho aborda as condições de segurança em que são realizados os serviços de recuperação estrutural de pilares e apresenta uma metodologia que leva em conta a redução de incertezas relacionadas aos parâmetros de resistência e de solicitação. A estrutura do edifício é modelada em programas de cálculo, buscando-se obter esforços mais compatíveis com o reduzido período analisado. A metodologia indica como ajustar os coeficientes de ponderação e a obter um coeficiente global de segurança para pilares, que permite traçar a estratégia de execução do reparo, mantendo uma probabilidade de falha coerente com a existência da estrutura. Como resultado da metodologia proposta, se obtém a parte da seção de concreto e aço que será, temporariamente, possível retirar do pilar, em um edifício em recuperação estrutural devido a um processo de corrosão das armaduras ou deterioração do concreto. A metodologia aqui proposta foi aplicada em três edifícios sendo que um deles encontra-se relatado neste trabalho. Os elementos estruturais objeto da aplicação foram os pilares da garagem de um edifício de 25 pavimentos com simulação de recuperação estrutural devido a um processo de corrosão inicial das armaduras. Após a análise foi possível definir o tipo de procedimento que seria adotado para cada pilar.

Palavras-chave: *segurança nas estruturas; recuperação de pilares; avaliação estrutural; coeficientes de ponderação.*

^a Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia – email: tjsilva@ufu.br

^b Mestre em engenharia de estruturas, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. FECIV, Universidade Federal de Uberlândia
email: newtonmonteiro@yahoo.com.br

1. Introdução

As estruturas se deterioram pela ação das intempéries e de outros fatores requerendo, para atingir a vida útil prevista, intervenções que variam de um reparo superficial a um reforço mais complexo. A análise da segurança em edifícios existentes difere em vários aspectos daquela estabelecida em projeto, principalmente porque os parâmetros adotados genericamente pelos projetistas poderão ser mais bem definidos mediante uma investigação no local no momento da intervenção.

Este trabalho apresenta uma metodologia para a avaliação da segurança de pilares de edifícios existentes, durante uma recuperação estrutural, que leva em conta a redução de incertezas relacionadas aos parâmetros de resistência e de solicitação, a partir de ajustes dos critérios de projeto, considerando os dois conceitos básicos da filosofia semi-probabilística de segurança nas estruturas: a) o formato dos estados limites e b) aplicação dos fatores parciais de segurança.

Serão abordadas as considerações necessárias à obtenção de esforços e resistências nas seções dos pilares estudados segundo valores atualizados, ou seja, valores de projeto modificados em função de inspeções e estudos de cargas variáveis ajustadas para o reduzido período que corresponde à recuperação estrutural, o que reduz as incertezas relativas à estrutura avaliada. A metodologia permite ainda, maior flexibilidade para adoção dos coeficientes de ponderação a serem utilizados, pois se tem maior conhecimento sobre as variáveis influentes na segurança.

Os esforços de avaliação, provenientes dos parâmetros atualizados do edifício, serão gerados por um programa comercial de cálculo. Entretanto, pode-se utilizar qualquer programa que realize uma análise estrutural mais sofisticada tais como: pórtico tridimensional, considerações de efeitos globais de segunda ordem, efeitos de desaprumo, etc.

Ao final do processamento, ter-se-á a resistência mais próxima a um valor real nas seções de cada pilar em processo de reparo, bem como os esforços mais prováveis que estarão ocorrendo no curto período de recuperação desses elementos estruturais. Comparando as cargas atuantes e as resistências no momento da intervenção, é possível traçar um plano para a retirada do concreto deteriorado mantendo um nível aceitável de segurança para os elementos. Da mesma forma, ainda poderão ser identificados os elementos cuja recuperação somente poderá ser realizada com escoramento ou alívio de carga.

Na avaliação estrutural são encontradas, em geral, três situações em termos de documentação existente:

- a) Edifícios com registros completos em termos de projetos, memórias de cálculo, resultados de controle tecnológico de concreto e aço, etc;
- b) Somente o projeto de cálculo estrutural;
- c) Situação intermediária com documentação parcialmente completa.

Em função de cada uma dessas situações, deve-se programar os ensaios e estudos necessários para a obtenção das informações que permitam um maior conhecimento da estrutura do edifício. Todavia existe o caso extremo onde não se dispõem de nenhum documento, inclusive projetos estruturais. Tal situação não se encontra no escopo deste trabalho, pois, para esta situação, o especialista envolvido deverá traçar um procedimento específico, com

a realização de uma inspeção minuciosa para suprir a ausência completa de dados relativos à estrutura.

A metodologia aqui proposta foi aplicada em três edifícios sendo que um deles encontra-se relatado neste trabalho. O edifício, de 25 pavimentos, teve a sua construção paralisada e sua estrutura ficou exposta durante 10 anos o que provocou a corrosão em vários elementos estruturais dentre eles alguns pilares. Os elementos analisados foram os pilares no pavimento da garagem com simulação de recuperação estrutural, pois ainda não estava em uso, devido a um processo de corrosão inicial das armaduras. Após a análise foi possível definir o tipo de procedimento que seria adotado para cada pilar. A recuperação dos pilares foi realizada simultaneamente com a execução da parte superior da estrutura. Entretanto, não foi necessário considerar os resultados da análise, pois o edifício estava em construção e a carga atuante era muito inferior a de projeto.

No outro edifício no qual foi aplicada a metodologia, ocupado há mais de 20 anos, a recuperação dos pilares da garagem foi executada com o edifício em uso. Embora este edifício fosse mais interessante para demonstrar a validade da metodologia, pois indicou a necessidade de escoramento em 4 pilares, por motivos contratuais ele não será relatado. O mesmo ocorre com o último edifício, em uso, no qual a metodologia foi aplicada com êxito e a recuperação foi realizada.

2. Considerações Sobre a Avaliação Estrutural

As avaliações estruturais, conforme Ellingwood (1996), são conduzidas em várias circunstâncias, entre elas: mudança de ocupação de edifícios; preocupações com materiais ou métodos construtivos defeituosos; descoberta de erros entre o projetado e o construído após a ocupação do edifício; deterioração estrutural advinda do uso normal ou das condições ambientais; danos estruturais após eventos extremos e reclamações de usuários em relação às condições de utilização. Uma das características que difere a segurança de edifícios já construídos daquela estabelecida em projeto é a possibilidade de redução de incertezas em relação à variabilidade inerente dos parâmetros envolvidos nos mecanismos de solicitação/resistência (ACHE, 2003).

As diretrizes de projeto definidas pela ABNT NBR 6118:2003 não se aplicam diretamente na avaliação de estruturas devido à abordagem distinta das incertezas. Val e Stewart (2002) apontam que, em projeto, as incertezas surgem do estabelecimento prévio de parâmetros de carga e resistência para uma estrutura "genérica" que ainda não se construiu. Tais incertezas representam a variabilidade encontrada em uma vasta população de estruturas e que decorrem, principalmente, da qualidade dos materiais, métodos executivos, mão-de-obra utilizada, natureza das cargas atuantes no tempo, etc. Tem-se, então, que as regras de projeto devem ser conservadoras para contemplar situações variadas.

Na avaliação é tratada uma estrutura individual existente, sendo que esta poderá ser inspecionada e testada, o que reduz as incertezas que foram consideradas em projeto (COST 345, 2004; MELCHERS, 2001). Ainda que a inspeção e os testes introduzam erros e dúvidas com relação aos valores medidos, pelo simples fato de a estrutura apresentar uma qualidade relativa, tanto nos materiais quanto na execução, poderá ser esperada uma redução

em sua variabilidade se comparada à estrutura “genérica”, o que deve ser levado em conta na estimativa de sua segurança dentro de um determinado período. No caso da recuperação estrutural, em virtude de demandar um período de tempo muito reduzido (de um a três meses) em relação à vida útil da edificação residencial (em geral de 50 anos), é possível dizer que os valores prováveis de ocorrência para as cargas variáveis (sobrecargas e ventos principalmente) também experimentarão redução significativa a partir daqueles propostos nas normas de projeto. Este fato, por sua vez, será considerado na análise de segurança.

Existem vários trabalhos desenvolvidos com vistas à tentativa de estabelecer critérios de aceitação para estruturas de edifícios já construídos. Em sua maioria as propostas operam com ajuste das diretrizes dos códigos de projetos (ALLEN, 1991; VAL e STEWART, 2002), porém, observa-se um maior avanço na pesquisa e aplicação para as estruturas de pontes e outras estruturas rodoviárias (ACHE, 2003; COST 345, 2004).

As etapas em um processo de avaliação não apresentam grandes diferenças entre os diversos pesquisadores. Melchers (2001) apresenta um padrão típico utilizado para o processo de avaliação, correntemente utilizado:

- Inspeção em campo;
- Reunião de dados e informações;
- Aplicação de esquemas formais de avaliação;
- Apresentação de resultados;
- Decisão.

Para avaliar os resultados de uma inspeção e julgar se a estrutura é ou não segura, devem ser estabelecidos níveis de confiabilidade, tal qual foi realizado para as situações de projeto (ACHE, 2003). Na avaliação, pode existir uma carência de dados em longo prazo de estruturas submetidas ao processo, principalmente no caso de reparo ou reforços, o que constitui mais uma dificuldade ao estabelecimento do formalismo para um código normativo. Objetivando uma melhor abordagem da situação atual de edifícios construídos, faz-se necessária ainda uma busca pela redução do conservadorismo no tratamento de parâmetros específicos de avaliação. Este fato deverá ser atenuado com o estudo, desenvolvimento e a fixação de probabilidades de falhas que mantenham coerência com as condições reais de existência de cada estrutura individualmente avaliada, segundo resultados encontrados na inspeção (MELCHERS, 2001).

O estabelecimento de uma probabilidade de falha aceitável para a estrutura existente é uma tarefa árdua, assim como em trabalhos de calibração de códigos. Em COST 345 (2004) são apresentados 4 níveis que podem representar a forma abordagem e de calibração da grande maioria dos códigos. Esta mesma forma pode ser aplicada ao tratamento de estruturas investigadas, segundo diferentes caminhos:

- **Nível A** – Formato do fator global de segurança e das tensões admissíveis. Constitui critério conservador, pois, a redução de incertezas não pode ser efetuada.
- **Nível B** – Formato semi-probabilista com fatores parciais de segurança e utilização do critério dos estados limites. Os fatores parciais são especificados segundo o atual conhecimento dos parâmetros introdutórios de incertezas. Este Nível B segue os princípios dos modernos códigos de projeto.
- **Nível C** – Formato totalmente probabilístico, baseado no índice de confiabilidade e probabilidade de falha. Apresentam

ainda conceitos de estados limites, mas exigem utilização de métodos numéricos para resolução das complexas formulações pertinentes. Tal formato é exigido em análises mais complexas onde o nível B é ainda conservador.

- **Nível D** – Formato que leva em conta considerações de ordem econômica. São basicamente oriundos dos fatores parciais de segurança (nível B) ou da probabilidade de falha (nível C), modificados por critérios econômicos.

O foco desta pesquisa é na estimativa da segurança de estruturas existentes submetidas a uma intervenção. A diferença para uma avaliação normal está, basicamente, no período de tempo envolvido nesta estimativa. Para os propósitos desta metodologia, trabalha-se com um intervalo de tempo referente aos trabalhos de recuperação de pilares da garagem de edifícios submetidos ao reparo, conforme já salientado. Tal intervalo compreende poucos meses e isto tem impacto, sobretudo, na ocorrência das cargas com significativa variação temporal (ACHE, 2003). Portanto, neste estudo, adotar-se-á um formato de estimativa da segurança em consonância com o nível B, anteriormente citado, fazendo-se a utilização dos critérios de estados limites e fatores parciais de segurança. Será efetuada a atualização dos parâmetros de resistência e solicitação no momento da análise, estendendo-se o período de observação para aquele referente ao reparo estrutural.

3. Metodologia Proposta

A metodologia proposta tem como base alguns estudos já realizados no ramo de recuperação estrutural os quais apontam para a utilização de regras e formatos próximos aos adotados pelas normas atuais de projetos, em vigor na maioria dos países, tendo por diretrizes básicas: a) manutenção de estados limites e b) aplicação de fatores parciais de segurança (MELCHERS, 2001; VAL e STEWART, 2002).

Outras considerações foram incorporadas à metodologia, por exemplo a de Allen (1991) que propõe que um critério de avaliação deve ser conduzido segundo situações mais específicas que o critério de projeto e que o profissional deve considerar as consequências de uma falha em determinadas situações em estruturas consideradas críticas. A avaliação deve incorporar, ainda, toda a informação obtida nas inspeções, incluindo o desempenho passado da estrutura.

Assim como outros pesquisadores, para estimativa da segurança, buscou-se comparar os esforços (momentos e cargas de compressão) mais prováveis de ocorrência nos pilares do primeiro nível a partir do solo, normalmente de garagem de edifícios residenciais com as resistências efetivas de suas seções transversais no momento da intervenção, através de uma equação de estado limite último (LARANJA e BRITO, 2003).

Para a obtenção dos esforços de avaliação, se utilizou uma modelagem estrutural ajustada por meio do programa de cálculo. Os recursos existentes nos atuais programas disponíveis no mercado (análise espacial da estrutura, aplicação de efeitos de imperfeições locais, globais e força do vento, considerações de efeitos de segunda ordem global, etc.), são capazes de prover uma análise mais precisa que aquela realizada na concepção, principalmente quando se tratar de edifícios com mais de 20 anos. Em pilares de garagem, os esforços de avaliação obtidos pelo programa, independentes de sua posição em planta, serão representados por

momentos em torno dos dois eixos principais de inércia (X e Y) e uma carga de compressão.

No primeiro passo da metodologia realiza-se a modelagem do edifício existente levando-se em consideração todos os aspectos definidos em projeto, delineando de forma mais fiel possível, o comportamento da estrutura por meio de simulação computacional. Após a aplicação do programa, é conveniente que os esforços obtidos nas fundações sejam próximos aos de projeto, pois foram com estes esforços que a estrutura foi dimensionada e executada. Para tal, deve-se realizar ajustes nas vinculações das vigas e lajes visando a aproximação com as cargas fornecidas pelo calculista. Ao final dos ajustes, a estrutura modelada no programa estará similar à empregada no projeto, ou seja, sem a incorporação das alterações efetuadas durante a construção.

Posteriormente, para uso específico na avaliação, o modelo de cálculo definido será utilizado com os parâmetros de entrada que, não mais possuindo o caráter genérico de toda uma vasta gama de estruturas, têm ponderações específicas do caso analisado, em função do nível de detalhamento e confiança nos dados obtidos das inspeções (LARANJA e BRITO, 2000). Assim, no tratamento das incertezas relativas às cargas atuantes, a metodologia aqui proposta prevê atualizações das distribuições acumuladas, permitindo o ajuste das cargas com a busca por valores compatíveis a períodos reduzidos e a utilização de cargas permanentes medidas diretamente nas estruturas (VAL e STEWART, 2002).

Os fatores parciais de segurança a serem aplicados para a geração de esforços e as resistências de avaliação nas seções serão ajustados a partir da redução das incertezas destes parâmetros e da definição de um índice de confiabilidade para a estrutura existente. Isto será feito tendo-se por base as formulações e simplificações frequentemente utilizadas pelos códigos normativos para a determinação dos coeficientes de ponderação de projeto.

Os parâmetros de avaliação relativos às cargas e seus coeficientes de ponderação, definidos em função do curto período analisado para a recuperação estrutural, serão introduzidos no programa que gerará os esforços agora coerentes com as condições atuais da estrutura, servindo de base para a quantificação da segurança. Comparando-se os esforços solicitantes assim gerados e as resistências da estrutura no momento da avaliação, pode-se traçar uma forma conveniente a se realizar a intervenção.

A definição de um coeficiente que represente o estado da estrutura no momento da intervenção é desejável para um método de avaliação baseado no critério de estado limite último e no fator global de quantificação da segurança. Uma forma de se relacionar os esforços atuantes e a resistência da seção no momento da intervenção é a própria equação de estado limite último (equação 1) que deverá, por esta ocasião, relacionar as solicitações e as resistências das seções.

$$\frac{R_{d,aval}}{S_{d,aval}} \geq 1 \quad (1)$$

onde:

$R_{d,aval}$ = esforços resistentes de cálculo na seção de pilar avaliado

$S_{d,aval}$ = esforços solicitantes de cálculo na seção avaliada

Utilizando-se a mesma filosofia dos estados limites, o coeficiente

de segurança global na avaliação pode ser dado pela equação 2:

$$\gamma_{aval} \geq \frac{R_{k,aval}}{S_{k,aval}} \quad (2)$$

onde:

γ_{aval} = coeficiente global de segurança de pilares na avaliação

$R_{k,aval}$ = esforços resistentes característicos na seção de pilar avaliado

$S_{k,aval}$ = esforços solicitantes característicos na seção avaliada

Os momentos fletores e as cargas axiais de compressão atuam em conjunto e podem atingir seus valores máximos simultaneamente. Os momentos atuantes deverão ser levados em consideração, pois seus efeitos poderão causar colapso em seções de reparo. Para se obter um coeficiente global de segurança que envolva somente esforços normais de compressão, pode-se transformar as solicitações de avaliação, momento fletor e força normal, em uma compressão centrada.

O procedimento para a transformação de uma flexão oblíqua composta em uma compressão centrada será realizado com o auxílio do programa de cálculo utilizado na modelagem da estrutura. A partir dos esforços de avaliação procede-se ao cálculo das armaduras dos pilares, com as seções reais de concreto, empregando-se para tal, os parâmetros de solicitação e resistência dos materiais ponderados com os coeficientes de avaliação. As armaduras assim calculadas correspondem a aquelas necessárias para o pilar durante o período de intervenção e serão definidas como $A_{s(int)}$. Geralmente todos os pilares dos edifícios têm armaduras simétricas, em função das características dos esforços atuantes, principalmente gerados pelo vento, e pela facilidade de execução. Este critério é comum no dimensionamento de pilares, inclusive a versão de 1978 da ABNT NBR 6118:2003 continha um método simplificado para algumas situações de solicitações e vários autores apresentam ábacos que permitem o cálculo manual de seções submetidas à flexo-compressão com armaduras simétricas.

Assim sendo, considera-se que uma compressão normal equivalente N_d obtida pela soma da resistência da seção de concreto e da armadura simétrica $A_{s(int)}$ obtida no dimensionamento conduza a um dimensionamento na seção igual à flexão oblíqua composta. Este procedimento também pode ser aplicado para o tratamento probabilístico pois a solução representa uma envoltória da função de falha, portanto, as possíveis combinações geradas no processo aleatório estarão contidas na região de segurança com índice de confiabilidade superiores ao mínimo aceitável.

Com as resistências dos materiais dos pilares determinadas através dos procedimentos de inspeção e ensaios, a capacidade resistente da seção ao esforço normal pode ser determinada através da equação 3.

$$N_d = K_{MOD} \times A_c \times f_{cd} + A_s \times \sigma'_{sd} \quad (3)$$

onde:

K_{MOD} = coeficiente de modificação que leva em conta alguns aspectos que influenciam a resistência do concreto na estrutura

A_c = área de concreto da seção do pilar

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto
 A_s = área de aço na seção do pilar
 σ'_{sd} = tensão de cálculo relativa ao encurtamento de 2‰ admitida para as armaduras

A equação 3 será utilizada para o cálculo da resistência seccional durante a intervenção R_I , considerando a armadura existente na seção e também para o cálculo da solicitação normal equivalente S_{aval} com a armadura $A_{s(int)}$ calculada pelo programa. Assim, utilizando a equação 2 ficará definida a relação entre a solicitação normal equivalente e a capacidade de carga real da seção, ambos ponderados pelos coeficientes de avaliação. O tipo de intervenção a ser adotado será definido aplicando-se a mesma equação 3, utilizando-se a seção de concreto reduzida pelo corte e a armadura parcialmente corroída, quando isto ocorrer, o que norteará os trabalhos de recuperação estrutural. Um esquema da metodologia pode ser vista na Figura (1).

No caso em que o coeficiente global seja superior à unidade, mesmo com a menor redução de seção de concreto, a seção estará apta a receber a intervenção. Em caso contrário, dever-se-á prover os escoramentos necessários, o que não será aqui abordado.

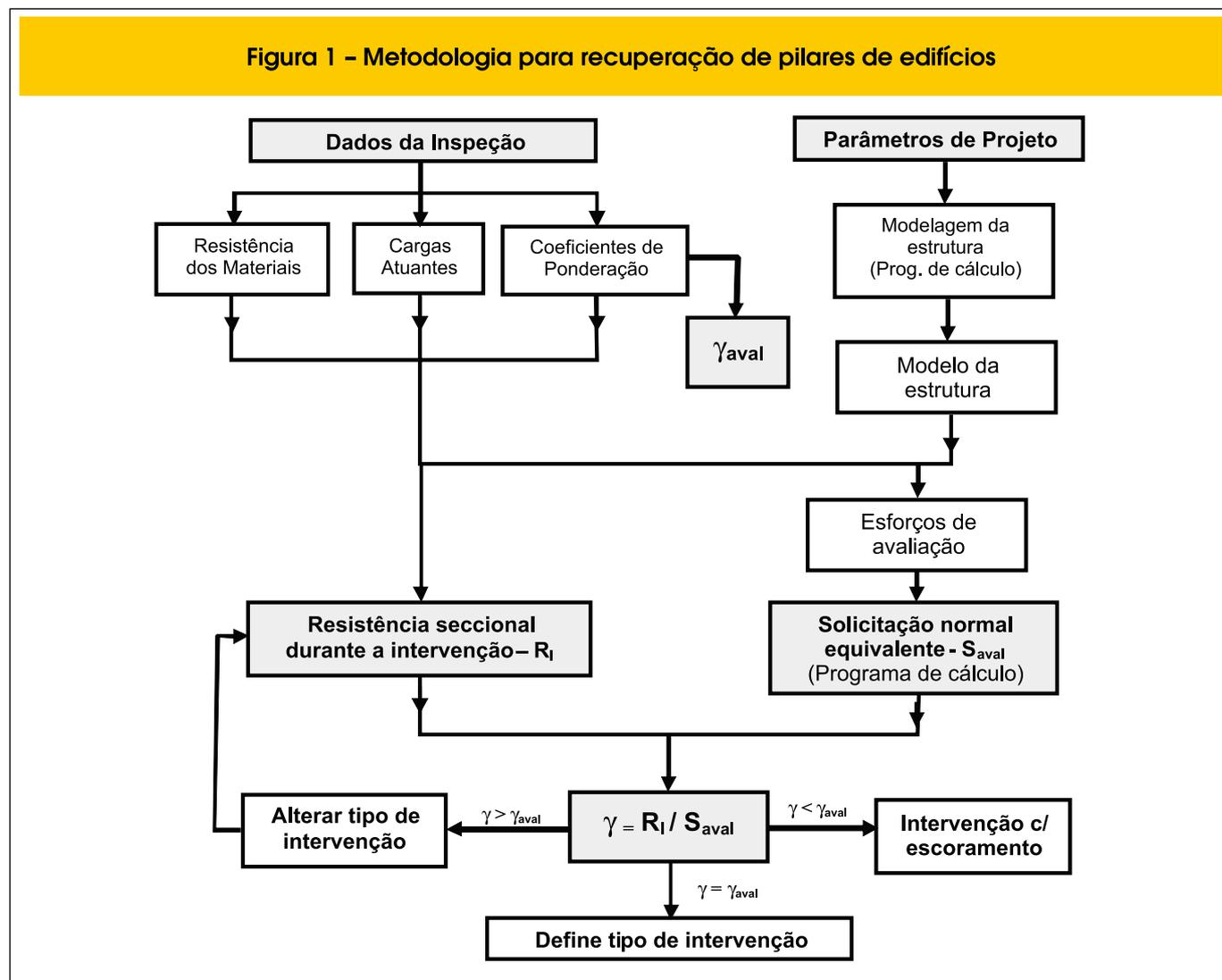
Em resumo, busca-se com o emprego do programa de cálculo, a determinação das armaduras simétricas necessárias para o estado de carregamento existente durante a recuperação, geralmente uma flexão oblíqua composta (F ; M_x ; M_y), permitindo calcular uma força normal centrada atuante que, sendo considerada igual à resistência das seções dimensionadas, representa a solicitação normal atuante na recuperação. A seção real de concreto e as armaduras existentes fornecerão a solicitação normal resistente.

3.1 Quantificação das ações na avaliação

3.1.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes são representadas basicamente pelos pesos próprios de elementos estruturais (lajes, vigas, pilares, etc), elementos construtivos não estruturais (alvenarias, revestimentos, etc) e equipamentos fixos. Laranja e Brito (2000) citam que, na análise de segurança em nível superior, é usual assumir que esse tipo de carga tenha distribuição normal, com média igual ao valor nominal e coeficiente de variação entre 5% e 10%.

Figura 1 - Metodologia para recuperação de pilares de edifícios



Por ocasião da avaliação estrutural, as cargas permanentes atuantes podem ser levantadas com considerável grau de precisão por meio da caracterização geométrica de dimensões em seções transversais, espessuras de revestimentos em geral, espessuras de sistemas de vedação dos compartimentos etc. Estas variações geométricas, originárias das diferentes fases da execução, dependem da técnica construtiva, equipamentos e qualidade da mão-de-obra disponível (DA SILVA, 2002), devendo, no projeto, ser resguardadas pela majoração de seus valores característicos. É possível ainda, por meio de técnicas que empreguem princípios químicos ou físicos, determinar o peso específico real do concreto e outros materiais responsáveis pela produção das cargas permanentes. Este procedimento, em conjunto com as dimensões obtidas na inspeção, reduz as incertezas no tratamento desse tipo de carga em estruturas existentes (CABRÉ, 1994).

3.1.2 Cargas Variáveis de Utilização

As cargas de utilização apresentadas em normas de projeto incorporam algumas pressuposições básicas em sua definição. Dentre elas a de que a variabilidade temporal é representada por meio de duas componentes: i) uma quase-permanente, representada pelo peso dos móveis e pessoas nas diversas mudanças de ocupação nos edifícios; ii) uma parcela intermitente de sobrecargas extraordinárias atuantes em curtos períodos (MELCHERS, 1999).

As cargas acidentais de projeto, preconizadas pela ABNT NBR 6120:1980, possuem período de retorno entre 140 e 200 anos, com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura (entre 25% e 35%). A concepção de valores nominais para estas cargas baseia-se em distribuição de extremos Tipo I e pode resultar da soma das duas componentes da variabilidade temporal segundo a regra de Turkstra (COROTIS et al, 1981):

- Valor máximo quase-permanente na vida útil, somado ao valor máximo intermitente em uma ocupação;
- Valor máximo intermitente na vida útil, somado ao valor quase-permanente em uma ocupação;
- Soma dos valores máximos, na vida útil, de ambas as componentes.

Considerando o intervalo de tempo extremamente reduzido, como no caso da recuperação estrutural de pilares, as cargas de utilização estarão restritas, basicamente, à componente quase permanente (ELLINGWOOD, 1996). Com base em trabalhos de diversos autores, Corotis e Doshi (1977) analisaram os dados provenientes de levantamentos de cargas instantâneas de utilização em edifícios obtendo, como melhor ajuste, a distribuição gama. Esta função foi empregada por Hahn e Shapiro (1969), os quais apresentam a formulação geral da distribuição gama acumulada pela equação 4.

$$F_L(x; \eta, \lambda) = \frac{\lambda^\eta}{\Gamma(\eta)} \int_0^x X^{\eta-1} e^{-\lambda X} dX \quad (4)$$

onde:

F_L = função de distribuição acumulada

x = valor da variável aleatória

$\Gamma(\eta)$ = função gama

λ e η = parâmetros da distribuição

Para valores inteiros de η , a função gama se transforma na equação 5.

$$\Gamma(\eta) = (\eta - 1)! \quad (5)$$

Empregando-se as expressões para λ e η apresentada por Hahn e Shapiro (1969) e os dados de edifícios residenciais obtidos em levantamentos, por exemplo, com média de 0,544 kN/m² e desvio padrão de 0,193 kN/m², pode ser obtida a função de distribuição acumulada, equação 6, para sobrecargas (quase permanentes) instantâneas.

$$F_L(x; \eta, \lambda) = \frac{15^8}{(\eta - 1)!} \int_0^x X^7 e^{-15X} dX \quad (6)$$

Monteiro (2006) utilizando-se da equação 6 e integrando-a com os dados de levantamentos apresentados por Corotis e Doshi (1977), segundo um valor acumulado de 95% (quantil característico) encontrou, para as sobrecargas instantâneas de utilização preponderantes para os curtos períodos de recuperação estrutural, o valor $X_{95\%} = F_{q,aval} = 0,875$ kN/m².

3.1.3 Forças Devidas ao Vento

A ABNT NBR 6118:2003 torna obrigatória a consideração das forças devidas ao vento em projetos. Pela versão anterior da referida norma, isto nem sempre era necessário. Apesar de que os edifícios foram projetados pela versão anterior da norma, o reduzido esforço computacional com que os programas atuais de cálculo realizam análise das forças horizontais em edifícios, permitem que, para a avaliação nas recuperações, tais efeitos serão sempre considerados.

As forças introduzidas pelo vento são calculadas a partir da chamada velocidade básica (V_0), sendo um valor representativo de uma rajada de três segundos com probabilidade de 63% de ser excedida, em média, uma vez no período de 50 anos.

Na modelagem da incidência do vento, de acordo com Turkstra e Madsen (1980), é satisfatório o uso da função gama sobre os dados colhidos em anemômetros, nos períodos de observação especificados. Melchers (1999) aponta ainda a distribuição de extremo Tipo I como boa aproximação para representar tal fenômeno.

No presente trabalho, é proposto o uso dos fatores desenvolvidos por Rosowsky (1995) e que são capazes de converter ventos de períodos de recorrência de 50 anos a outros períodos, conforme a finalidade da avaliação.

Na determinação dos fatores de ajuste, Rosowsky (1995) utilizou-se de pesquisas e estudos anemométricos realizados em aeroportos e que compuseram a base da formulação dos ventos de projeto dos códigos norte-americanos. A Tabela 1 apresenta os valores obtidos pelo pesquisador para o ajuste da velocidade básica.

Da Tabela 1 e, sabendo-se que os serviços de recuperação são, em geral, da ordem de poucos meses, pode-se destacar que S_{ajust} a ser empregado equivale a 0,80. Isto gera a equação

7 para determinar o valor para a velocidade característica do vento para avaliação.

$$V_{k,aval} = 0,80 \times V_k \quad (7)$$

onde:

$V_{k,aval}$ = velocidade característica do vento na avaliação

V_k = velocidade característica do vento segundo a ABNT NBR 6123:1988.

Tabela 1 – Fatores de ajuste para velocidades de vento

Período considerado	Fator de ajuste para a velocidade do vento (S_{ajust})
< 1 ano	0,80
1-5 anos	0,90
5-10 anos	0,95
25 anos	não reduzir
50 anos	não reduzir
100 anos	1,10

Fonte: Adaptado de Rosowsky (1995)

3.2 Considerações sobre Resistências dos Materiais na Avaliação

3.2.1 Resistência do aço

Nos ensaios de resistência ao escoamento na tração em barras de aço, quando seus resultados apontam para valores superiores àqueles utilizados em projeto, não serão empregados nas atualizações e considerações sobre esta propriedade na avaliação. Assim, por questões de garantia da segurança, será adotada para a avaliação, a resistência na deformação de 2‰ ($\sigma'_{sd,aval} = 420$ MPa), ou a mesma utilizada em projeto. Já nos casos de resultados inferiores ao valor nominal de projeto, tal informação será levada em consideração, pois atenta contra a segurança.

3.2.2 Resistência do Concreto

A resistência à compressão do concreto é um dos problemas nos quais se deparam os engenheiros de avaliações devido à necessidade de se mensurar a segurança potencial apresentada pela estrutura avaliada. A complexidade do comportamento deste material em serviço ao longo do tempo decorre basicamente de dois fenômenos evidenciados (FUSCO, 1993):

- Ganho de resistência devida à hidratação lenta;
- Perda de resistência efetiva devido à ação das cargas de longa duração.

Ambos os fenômenos, aliados à influência das dimensões dos cor-

pos-de-prova ensaiados sobre a resistência aparente do concreto, compõem o coeficiente de modificação (K_{MOD}) que deve ser levado em consideração em projeto, para evitar que estruturas entrem em colapso por esgotamento da capacidade resistente em determinado período de sua existência.

A resistência à compressão do concreto em estruturas avaliadas, normalmente segue dois procedimentos de obtenção: a) extrapolações baseadas nos dados advindos do controle tecnológico do concreto ao longo da obra, levando em conta a sua idade e o efeito das cargas mantidas; b) extração e ensaios de testemunhos caso inexistam resultados de controle tecnológico considerando, contudo, o efeito de duração das cargas. Em qualquer uma das formas pode-se utilizar ensaios complementares tais como esclerometria e ultra-sonografia.

O efeito das cargas de longa duração na perda efetiva de resistência do concreto refere-se à propagação lenta de fissuras na matriz da pasta endurecida. O fenômeno, que inicialmente foi estudado por Rüsç (1960) ocorre para esforços solicitantes que provoquem tensões acima de 70% da necessária ao rompimento convencional do corpo-de-prova do mesmo concreto. Para valores abaixo deste limite, o material apresenta resistência perene, apesar da ocorrência de deformação lenta.

Em relação à variabilidade da resistência à compressão do concreto, em geral, o número reduzido de corpos-de-prova ou testemunhos extraídos, constitui uma barreira à estimativa precisa do seu coeficiente de variação (δ_c). Este parâmetro é importante, por constituir medida da dispersão adimensional dos valores desta variável aleatória e contribuir para a fixação do coeficiente de minoração da resistência do concreto.

Tendo em vista esses fatos, um procedimento usual consiste na realização de ensaios esclerométricos ou ultra-sônicos sobre o concreto dos elementos estudados para aferição de δ_c . O objetivo do emprego do ensaio de esclerometria paralelo aos ensaios de compressão axial de corpos de prova é auxiliar no sentido de se obter informações adicionais que possam diminuir a probabilidade de erros na avaliação de várias propriedades do concreto (ALCÂNTARA, 2002).

Também a ultra-sonografia é bastante aconselhável para predição das características do concreto, sua homogeneidade e até mesmo a resistência. Através da atualização Baeyesiana podem-se relacionar os resultados destes ensaios não destrutivos ao conjunto de informações já existentes advindas do rompimento de corpos-de-prova ou testemunhos (VAL e STEWART, 2002).

Na determinação da resistência do concreto em estruturas existentes, duas situações são freqüentemente encontradas: com ou sem resultados de controle tecnológico.

a) Existência de resultados do controle tecnológico

As estruturas que hoje passam por intervenções para reabilitação possuem, na maior parte dos casos, mais de 20 anos o que, para estimativa da resistência atual do concreto, exige o emprego de curva de crescimento coerente com o cimento utilizado na época. O Código Modelo CEB 1990 apresenta uma equação para estimativa da evolução da resistência à compressão com o tempo, da qual se pode obter o K_{MOD1} . A norma ABNT NBR 6118:2003 também permite a aplicação de equação 8 similar que pode ser aplicada à resistência estimada ($f_{ck,est}$) obtida no ensaio de compressão dos corpos-de-prova de controle da épo-

ca da construção, quando se deseja obter a resistência no final de dado período de tempo:

$$K_{MOD1} = \frac{f_{c,t}}{f_{c,28}} = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad (8)$$

onde:

K_{MOD1} = coeficiente de crescimento relativo da resistência à compressão do concreto (relativo à resistência aos 28 dias)

$f_{c,t}$ = resistência à compressão à idade de t dias

$f_{c,28}$ = resistência à compressão à idade de 28 dias

S = coeficiente que depende do tipo de cimento podendo-se fazer a seguinte correspondência:

S=0,2 - para o cimento ARI

Na avaliação de pilares de estruturas existentes, tendo-se as dimensões das seções transversais e as cargas atuantes, é possível estimar se as tensões desenvolvidas superam o limite de 70%, o que levaria ao concreto uma redução de resistência por efeito Rüsçh. Para efeitos desta metodologia, na consideração do efeito Rüsçh, propõe-se que os esforços atuantes sejam os totais de cálculo, aplicados de forma fictícia aos 28 dias. Se o limite assim determinado for superado, a redução na resistência pode ser calculada pela equação 9, retirada do Código Modelo CEB 1990. Caso tal limite não seja superado, será assumido $K_{MOD2,aval}=1$:

$$K_{MOD2} = \frac{f_{c,t}}{f_{c,t0}} = 0,96 - 0,12 \times 4 \sqrt{\ln 72 \times (t - t_0)} \quad (9)$$

onde:

K_{MOD2} = coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto pelo efeito de carga mantida (relativo à resistência aos 28 dias)

$f_{c,t}$ = resistência à compressão do concreto na idade (t+t0) sob carga elevada e constantemente mantida desde a idade t0

$f_{c,t0}$ = resistência à compressão convencional do concreto na idade t0 no ensaio normal de compressão axial

A influência das dimensões dos corpos-de-prova ensaiados na resistência real do concreto, segundo Fusco (1993), deve ser levada em consideração tanto em projeto quanto em trabalhos de avaliação estrutural. Rüsçh (1980), relata que corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura possuem resistência à compressão, em geral, da ordem de 5% maior que a do mesmo concreto na estrutura. Assim, pode-se adotar válida a relação expressa pela equação 10.

$$f_{c,estrutura} = 0,95 \cdot f_{c,cilindro15x30cm} \text{ ou } K_{MOD3} = 0,95 \quad (10)$$

Em geral quanto menor a relação altura/diâmetro (h/d) dos corpos-de-prova, maior a resistência aparente encontrada. Um diagrama de conversões para outras relações (h/d) pode ser encontrado em Fusco (1993).

Com os valores de K_{MOD1} , K_{MOD2} e K_{MOD3} pode-se calcular o K_{MOD}

pela equação 11, enfatizando a importância dos efeitos do comportamento do concreto ao longo do tempo para a avaliação:

$$K_{MOD,eval} = K_{MOD1} \times K_{MOD2} \times K_{MOD3} \quad (11)$$

A resistência à compressão a se utilizar neste caso, é dada pela equação 12:

$$f_{cd,aval} = K_{MOD,aval} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,aval}} \quad (12)$$

onde:

$K_{MOD,aval}$ = coeficiente de modificação para a situação de avaliação
 f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto na idade 28 dias.

$\gamma_{c,aval}$ = coeficiente de ponderação do concreto específico para avaliação.

b) Inexistência de resultados do controle tecnológico

O controle tecnológico dos materiais é necessário para todas as obras há muitos anos, bem como o arquivo de toda a documentação. Entretanto, poucos edifícios conservam a documentação ou nem sempre o controle foi realizado. Nestes casos, deve-se proceder obrigatoriamente à extração e ensaios de testemunhos diretamente dos pilares em estudo. Os lotes são tomados de acordo com a ABNT NBR 7680:2007 os quais, dependendo do tamanho do espaço amostral adotado, permitem obter conclusões relativas à resistência do concreto existente submetido à avaliação.

O efeito Rüsçh deverá ser avaliado atendendo ao mesmo critério da situação "a", analisando a superação ou não do limite de 70% da tensão admitida pelo corpo-de-prova padrão aos 28 dias.

A influência relativa das dimensões dos testemunhos extraídos é bastante acentuada para esta situação, uma vez que nem sempre se consegue uma relação h/d=2. O diâmetro do testemunho não deverá ser inferior a três vezes o diâmetro do agregado ou a 10 cm. A ABNT NBR 7680:2007 apresenta tabela para a correção de valor para diversas relações h/d.

3.3 Considerações Relativas aos Coeficientes de Ponderação

As incertezas na determinação das cargas e resistências na fase de projeto são refletidas nos coeficientes de ponderação (ALLEN, 1991). Conforme Montoya et al (1973), no estabelecimento da segurança estrutural, realizada atualmente dentro das considerações simplificadas do nível B, atribui-se às diversas causas de erros e incertezas a duas variáveis sobre as quais se detêm alguns conhecimentos: resistência dos materiais e valores das ações. Os valores característicos destas variáveis são ponderados mediante coeficientes parciais de segurança, para se ter em conta o restante dos fatores aleatórios que influenciam o processo sobre os quais, ainda, o conhecimento é incompleto.

Val e Stewart (2002) apontam para um ajuste destes coeficientes na avaliação pela atualização das funções de distribuição das variáveis por eles ponderadas, através de inspeções e testes no local, com conseqüente redução das incertezas a elas inerentes.

3.3.1 Índice de confiabilidade de estruturas existentes

Os coeficientes de minoração englobam, além da variabilidade assumida para as ações, uma probabilidade de falha (Pf) admissível para as estruturas e que se encontra implícita nas normas de projeto, sob a forma de um índice de confiabilidade (β). Em projetos de novos edifícios o valor de β fica próximo de 3,8. Em alguns países, os valores de β estão próximos de 3,5 (Pf=2,33x10⁻⁴) (COST 345, 2004). No Brasil, em um trabalho de análise de confiabilidade em elementos estruturais dimensionados com as normas brasileiras, Santos e Eboli (2006) encontraram que, foram poucas as realizações em que o índice de confiabilidade β = 3,8 foi atingido. Pelos gráficos apresentados pelos autores verifica-se que para pilares de edifícios, com relação carga_permanente/carga_total próximos de 0,85, sendo esta uma relação normalmente encontrada, o valor de β = 3,5 também foi pouco atingido. Melchers (2001) destaca a necessidade de estabelecimento de uma probabilidade de falha admissível para os trabalhos de calibração dos futuros códigos de avaliação, que seja coerente com a situação atual da estrutura e seu desempenho apresentado até o momento da avaliação. Em um trabalho relativo à obtenção de coeficientes de ponderação para a avaliação de estruturas de pontes e edifícios existentes, Val e Stewart (2002) assumem como satisfatória a consideração do mesmo β usado em projeto. Uma

consideração semelhante foi realizada por Tanner (1995) em que o índice de confiabilidade aceitável na avaliação, proposto em seu trabalho, deveria permanecer próximo ao valor apresentado pela estrutura quando construída.

Allen (1991) propõe que, pelo fato de estruturas existentes terem apresentado desempenho satisfatório, ao mesmo tempo em que foram inspecionados de forma rigorosa, os critérios de avaliação para estas não devam ser tão conservadores quanto aos de projeto de novos edifícios. Isto levou o autor a introduzir diferentes níveis de segurança para estruturas existentes, através de ajuste feito com a contribuição individual dos fatores dados na Tabela 2. Laranja e Brito (2003) observaram que tal procedimento exige apurado bom senso por parte dos engenheiros estruturais responsáveis pela avaliação, além de envolver critérios subjetivos como qualidade de inspeção e probabilidade de riscos pessoais. No entanto, o método permite determinar o índice de confiabilidade na avaliação (β_{aval}) a partir do β de projeto, subtraindo-se alguns termos que variam de uma estrutura a outra, conforme equação 13:

$$\Delta = \beta - \beta_{aval} \tag{13}$$

onde:

Δ = fator para ajuste do índice de confiabilidade na avaliação

β = índice de confiabilidade de projeto

β_{aval} = índice de confiabilidade na avaliação

Tabela 2 - Fatores de contribuição no ajuste do índice de confiabilidade

Fator de avaliação	Δi
Inspeção / Desempenho - Δ1	
Sem inspeção nem desenhos de execução	-0,40
Inspeção para identificação / localização	0,00
Desempenho satisfatório ^a ou medição das cargas permanentes ^b	0,25
Comportamento do sistema estrutural - Δ2	
Falha conduz ao colapso, provável ocorrência de danos pessoais	0,00
Situação intermediária	0,25
Colapso local, improvável ocorrência de danos pessoais	0,50
Categoria de risco para a falha - Δ3	
Muito alta (pós-desastre ou n > 1000) ^c	(b)
Alta (n= 100-1000) ^d	0,00
Normal (n= 10 -99) ^d	0,25 ^d
Baixa (n= 0 -9) ^d	0,50 ^d
Observações:	
a) Aplicado para fatores de cargas permanentes e variáveis, na idade de 50 anos ou mais, sem deterioração estrutural;	
b) Aplicável somente ao fator de carga permanente;	
c) Parâmetro n é determinado como número máximo de pessoas expostas à falha;	
d) Reduzir para 0,25 para cargas de ocupação de reunião ou estruturas de madeira.	
Fonte: Allen (1991)	

Para avaliação de pilares em estruturas existentes e acometidas por corrosão inicial, detectadas em uma inspeção rotineira, um índice de confiabilidade poderá ser reduzido, de acordo com a metodologia proposta por Allen (1993), resultando no valor de $\beta=3,25$ ($Pf=5,77 \times 10^{-4}$).

3.3.2 Coeficientes de Ponderação das Ações

a) Ações permanentes

Com a redução das incertezas relativas às cargas permanentes em edifícios, promovidas pelos procedimentos de medições e levantamentos feitos diretamente nas seções transversais, complementos de peças e caracterização de demais elementos fixos não estruturais, é plausível adoção de coeficientes menos conservadores para a avaliação de uma estrutura particular (VAL e STEWART, 2002).

Uma redução em 10% no coeficiente de ponderação das ações permanentes foi proposta por Cabré (1994) em seu trabalho de estudo da vida residual de edifícios existentes. Utilizando esta informação na realidade nacional, nos procedimentos de avaliação, sob rigorosas condições de inspeção e ensaios, o valor proposto para o coeficiente de majoração das ações permanentes é da ordem de:

$$\gamma_{f,g,aval} = 0,90 \cdot \gamma_{f,g} = 0,90 \times 1,4 = 1,26$$

Contudo, seria ainda admitido $\gamma_{f,g,aval}$ com valor próximo a 1,2 para estruturas com vida útil residual bastante reduzida, submetida por sua vez a caracterização geométrica, inspeções, ensaios e sem a presença de danos sensíveis (LARANJA e BRITO, 2000).

Para as ações variáveis é possível também reduzir o coeficiente de ponderação ao se restringir a atuação de cargas transientes extremas e ao limitar-se o intervalo de análise ao curto período relativo à recuperação estrutural.

A ACHE (2003) traz a formulação utilizada nos trabalhos de obtenção dos coeficientes de ponderação para as ações permanentes de projeto, consideradas de distribuição normal. Tal informação, adaptada à obtenção dos coeficientes para a avaliação estrutural pode ser representada pela equação 14.

$$\gamma_{G,aval} = 1 + (\alpha_{G,aval} \times \beta_{aval} \times \delta_{G,aval}) \quad (14)$$

onde:

$\gamma_{G,aval}$ = coeficiente de ponderação das ações permanentes na avaliação

$\beta_{G,aval}$ = índice de confiabilidade para avaliação

$\alpha_{G,aval}$ = fator de influência para ações permanentes na avaliação

$\delta_{G,aval}$ = coeficiente de variação das ações permanentes medidas in loco

Allen (1991) afirma que o coeficiente de variação médio para cargas permanentes, adotado em projeto é da ordem de 10%. O autor afirma ainda ser possível uma redução desse parâmetro ao se realizar os procedimentos de medição da estrutura. Neste caso, conforme aponta Laranja e Brito (2003), $\delta_{G,aval}$ poderia ser reduzido para 5%. Já os fatores de influência ($\alpha_{G,aval}$), conforme destaca a ACHE (2003), podem ser tomados segundo os valores de calibração para códigos de projeto. O RILEM (1996) sugere, para tal situação, α com valor de 0,70.

b) Ações variáveis

Para as cargas variáveis de utilização, Allen (1991) demonstrou sua variabilidade inerente, a partir de um coeficiente de variação no intervalo entre 10% a 30%. Val e Stewart (2002) em seu trabalho de estabelecimento de coeficientes para avaliação utilizaram um valor de 30% para tal parâmetro.

A calibração apresentada pela ACHE (2003) para este tipo de solicitação, baseia-se em uma distribuição de extremo tipo I, uma vez ser este o ajuste realizado para a vida útil de projeto (LARANJA e BRITO, 2000). Os procedimentos da ACHE (2003) tornam-se inapropriados para reduzidos períodos para os quais a aproximação é feita por uma distribuição gama, segundo os trabalhos de Corotis e Doshi (1977).

Na metodologia aqui apresentada, é usada uma transformação do quantil de 95%, adotado na definição do valor característico das cargas, para o quantil de 99,5%, conforme a probabilidade implícita nas normas de projeto para esse coeficiente de ponderação (FERRY-BORGES e CASTANHETA, 1971). Para isso, deve-se satisfazer a equação 15.

$$\gamma_{f,q,aval} = \frac{F(x)_{99,5\%}}{F(x)_{95\%}} \quad (15)$$

onde:

$\gamma_{f,q,aval}$ = coeficiente de ponderação das ações variáveis na avaliação

$F(x)_{99,5\%}$ = função de distribuição acumulada em 99,5%

$F(x)_{95\%}$ = função de distribuição acumulada em 95%

No caso de ações variáveis de utilização, integrando a equação 6 para ambos os níveis acumulados (95% e 99,5%) e aplicando a equação 15 com os valores obtidos, tem-se como resultado para a ponderação das ações variáveis um valor de $\gamma_{f,q,aval} = 1,30$.

As solicitações de caráter variável, produzidas pelas forças de vento, por terem sua variabilidade inerente fora do controle e domínio humano, ACHE (2003) considera inviável a possibilidade de redução de seu coeficiente de majoração. No caso deste tipo de ação, pela metodologia aqui proposta, os fatores parciais de segurança na avaliação serão tomados segundo valores iguais aos estabelecidos em projeto, como forma de resguardar a segurança mínima.

3.3.3 Ponderação das resistências

A resistência do concreto à compressão dada em ensaios, é frequentemente ajustada por meio da distribuição normal (FUSCO, 1976; MELCHERS, 1999; LARANJA e BRITO, 2003). Os coeficiente de ponderação em termos do método semi-probabilístico, podem ser definidos pela equação 16, válida para a distribuição normal (TANNER, 1995).

$$\gamma_m = \frac{(1 - 1,645 \times \delta_R)}{(1 - \beta \times \alpha_R \times \delta_R)} \quad (16)$$

onde:

δ_R = coeficiente de variação das resistências

Figura 2 – Tipos de intervenções propostas – vista da seção transversal



α_R = fator de influência

β = índice de confiabilidade adotado

O fator de influência (α_R), função do desvio padrão da resistência e das ações, situa-se entre 0,7 e 0,8 (RILEM, 1996). Nesta metodologia será adotado α_R de 0,75.

3.3.4 Fator de segurança global para pilares

De uma forma simplificada, pode-se admitir que o coeficiente de segurança global seja medido pelo produto de dois coeficientes parciais mencionados anteriormente. Montoya et al (1973) consideram que uma provável falha em pilares devido aos materiais ocorrerá em virtude do esgotamento resistente do concreto à compressão (deformação 2‰). Dessa forma, a segurança global será estabelecida pela segurança marginal creditada ao concreto e à ação dominante, que neste caso é representada pelas cargas permanentes. Nesta situação, a resguarda-se a estrutura ante a ruína por um coeficiente expresso pela equação 17.

$$\gamma = \gamma_c \times \gamma_f \tag{17}$$

De acordo com os coeficientes de projeto, preconizados pela ABNT NBR 8681:2003, a segurança global esperada para pilares em uma estrutura recém construída, utilizando-se a equação 17, obtém-se $\gamma = 1,40 \times 1,40 = 1,96$.

Este valor está em conformidade com a faixa convencional de projeto entre 1,7 a 2,0 (MELCHERS, 1999). Nas condições de avaliação são definidos novos coeficientes de ponderação em função da obtenção de informações específicas. Portanto, é estabelecido um novo coeficiente de segurança global para os pilares do edifício existente estudado, a partir das considerações que definem os novos coeficientes parciais de segurança.

Para a avaliação de pilares, em condições específicas nas quais se encontra a estrutura do edifício durante os serviços de recuperação estrutural, se satisfeito o coeficiente global de segurança determinado pela equação 18, pode-se concluir pelo sucesso dos serviços executados dentro de uma probabilidade de falha dada pelo índice de confiabilidade (β_{aval}).

$$\gamma_{aval} = \gamma_{C,aval} \times \gamma_{G,aval} \tag{18}$$

Utiliza-se o coeficiente ligado às solicitações permanentes por se tratar da ação dominante na segurança estrutural (COST 345, 2004). O valor acima será útil para a determinação de um plano geral de atuação na seção do pilar quando se efetuarão ali, os serviços de recuperação. A partir do coeficiente global γ_{aval} , pode-se determinar inclusive a necessidade de escoramento.

4. Definição do Tipo de Intervenção

O termo “tipo de intervenção” refere-se ao corte da seção de concreto que será realizado durante a recuperação e, embora possam existir outros, forma considerados 4 tipos. Após cálculo e análise do coeficiente de segurança global de avaliação definido para o edifício, se decide qual procedimento de recuperação a adotar:

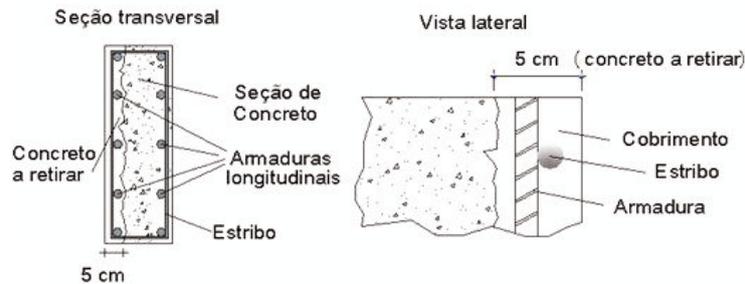
- Estabelecimento da quantidade de concreto deteriorado a ser extraída de uma só vez na seção, mantendo-se uma segurança pré-estabelecida; ou
- Escoramento do elemento estrutural caso o coeficiente global não seja atendido.

Uma orientação geral a ser obedecida nos trabalhos de recuperação, proposta como uma padronização para análise, é apresentada na Figura 2.

Para a extração de parcela de concreto deteriorado que garanta a perfeita assepsia das armaduras e com ela a garantia de estabilização do processo corrosivo, faz-se necessária a retirada de material não somente da camada de cobrimento, mas também de uma parte mais profunda do concreto. Foi considerada, então, a necessidade da retirada e escarificação de uma profundidade de 1,0 cm na parte interior às armaduras longitudinais, o que normalmente gera uma profundidade final de extração de 5,0 cm em média (1,5 cm de cobrimento, 0,63 cm do estribo e uma média de 1,6 cm da armadura longitudinal). Um esquema da extração a ser realizada é mostrado na Figura 3.

A altura de remoção deverá se estender até os pontos onde ainda existam indícios de corrosão nas barras. Em geral, nas garagens de edifícios, a deterioração se estende até 1,0 m em relação ao

Figura 3 – Representação esquemática da profundidade de remoção de concreto deteriorado no pilar



piso, pois, esta é a altura geralmente despassivada da armadura e com umidade suficiente para a propagação do processo corrosivo.

Nos casos de intervenção que extrapole esta altura, tendo que se extrair concreto deteriorado em faixas mais extensas do pilar ou que os estribos estejam rompidos, faz-se conveniente a retirada do material em partes, fracionando a execução do serviço de modo a respeitar uma altura máxima de concreto a se retirar por vez, a qual será função do diâmetro da barra. Este procedimento visa à proteção das armaduras longitudinais frente à possibilidade de flambagem local, normalmente contida pelos estribos e pela camada de cobrimento existente sobre a armadura.

Quando a resistência da seção do pilar existente permita a intervenção para a remoção de concreto deteriorado, é necessário regulamentar a forma de execução dos serviços. De uma forma geral e mesmo se o coeficiente global assim o permita, deve ser descartada a possibilidade de corte e retirada de material de toda a seção. Isto é em virtude da possibilidade de flambagem local das barras longitudinais caso estas permaneçam, ao mesmo tempo, sem uma devida camada de cobrimento, ainda que pouco espessa. Também

se descarta a intervenção sem escoramento quando o coeficiente global de segurança esteja muito próximo do mínimo.

As intervenções sempre devem ser realizadas por empresas especializadas neste tipo de serviço. As indicações apresentadas na Figura 3 não constituem as únicas possibilidades para execução dos serviços. Uma interação entre consultor e empresa especializada deve ser realizada e poderá render como frutos, outros tipos ou esquemas de intervenção. Outras considerações ainda poderão ser feitas de acordo com a mão-de-obra e produtos de reparos disponíveis.

5. Estudo de Caso

5.1 Características do edifício "A"

O edifício "A" (Figura 4) foi calculado para 25 pavimentos e teve sua construção interrompida na 17ª laje no ano de 1995. Em virtude da retomada das obras, foram necessários os trabalhos de avaliação das condições gerais da estrutura existente, pois a mesma apresentava vários indícios de deterioração. Isto propiciou a obtenção dos

Figura 4 – Aspectos do edifício "A"



Tabela 3 - Informações sobre os pilares da garagem

Pilar	Seção transversal (cm)	Bitola (mm)	Nº de barras	Carga vertical característica na fundação - projeto (kN)
P1	20x120	20,00	34,00	2990,0
P2	30x150	25,00	46,00	7210,0
P3	20x120	20,00	34,00	4620,0
P4	50x80	25,00	32,00	7180,0
P5	72x100	25,00	58,00	13740,0
P6	30x120	20,00	50,00	6590,0
P7	20x120	20,00	44,00	5090,0
P8	20x120	20,00	44,00	5570,0
P9	20x150	20,00	44,00	5810,0
P10	52x52	20,00	32,00	4800,0
P11	30x120	20,00	50,00	6970,0
P12	20x80	16,00	28,00	2390,0
P13	20x193	20,00	48,00	6710,0
P14	30x100	16,00	32,00	4060,0

dados gerais utilizados nesta pesquisa. Dessa forma, para este caso, foi simulada uma necessidade de intervenção para recuperação dos pilares da garagem na data presente, supondo que o edifício estivesse acabado e em uso há vários anos e que os dados aqui utilizados tivessem sido obtidos especialmente para tal finalidade fictícia.

Não se dispunha de dados relativos ao controle tecnológico do concreto ou do aço. Dos projetos existentes, foram disponibilizados para a pesquisa, somente o arquitetônico e o estrutural. A seguir estão listadas algumas informações gerais sobre o edifício.

- **Número de pavimentos:** 25
- **Área por pavimento (torre):** 225,00 m²

- **Número de pilares (torre):** 14
- **Resistência à compressão do concreto dos pilares:** 25 MPa (usinado)

Alguns dados relativos aos pilares da torre principal são apresentados na Tabela 3.

5.2 Levantamentos e ensaios realizados

5.2.1 Caracterização geométrica de seções

Para a caracterização geométrica dos elementos foi realizado um

Tabela 4 - Caracterização geométrica em pilares, vigas e lajes - processamento estatístico

Elemento	Dimensão	Valor de projeto (cm)	Média levantada (cm)	Desv. padrão (cm)	Coef. variação %	Caract. de avaliação 95% (cm)
Viga	Base (b)	12	12,4	0,56	4,52	13,32
	Altura (h)	55	54,9	0,53	1,20	55,77
Pilar	Lado menor	20	20,3	0,29	1,44	20,7
		30	30,6	0,32	1,05	31,1
		50	50,5	0,33	0,66	51,0
	Lado maior	52	52,8	1,03	1,95	54,5
		72	72,4	0,29	0,40	72,8
		80	80,4	0,66	0,83	81,4
		100	100,7	1,21	1,20	102,7
Lado maior	120	119,7	0,65	0,54	120,8	
	50	149,5	0,61	0,41	150,5	
Laje	Altura	193	193,3	0,20	0,1	193,6
		10	10,15	0,53	5,3	11,02
		12	12,3	0,50	4,06	13,10
		14	14,6	0,45	3,08	15,34

Tabela 5 – Ensaio de resistência à compressão em testemunhos de pilares

Nº do lote	Nº de testemunhos	Testemunho	Resistência individual (MPa)	$f_{ck,est}$ (MPa)
1	7	1	27,32	24,66
		2	35,71	
		3	35,51	
		4	25,76	
		5	29,44	
		6	30,78	
		7	26,22	

levantamento de medidas das seções transversais, alturas e comprimentos, tanto nas lajes, quanto em vigas e pilares. Os resultados processados estatisticamente foram ajustados a uma distribuição normal conforme preconiza Laranja e Brito (2003). Alguns dados e seu processamento são mostrados na Tabela 4. De uma forma geral, o comportamento dimensional dos elementos levantados, bem como os desvios encontrados, apresentou-se dentro dos limites e tolerâncias permitidos para o projeto de novas estruturas.

5.2.2 Ensaio de resistência para o concreto e o aço

Em virtude da inexistência de quaisquer registros do controle tecnológico do concreto e do aço na época da concretagem dos pilares, foi prudente a realização de diversos ensaios para a investigação de suas condições na presente data. Com esta finalidade, foram extraídos e ensaiados testemunhos, além da utilização de ensaios não destrutivos de ultra-sonografia e esclerometria. As peças ensaiadas englobaram, além dos pilares da garagem, vigas, lajes e pilares segundo uma amostragem nos demais pavimentos. Dos ensaios nos testemunhos pôde-se estimar a resistência à compressão do concreto existente, ao passo que a ultra-sonografia auxiliou na estimativa do coeficiente de variação de tal propriedade. Os resultados para pilares são apresentados na Tabela 5. Umavezqueonúmerodeexemplaresdaamostrasitua-senointervalo: $6 \leq n \leq 20$

onde:

n = número de exemplares da amostra

Aplicando-se o estimador estabelecido na ABNT NBR 12655:2006 aos resultados mostrados na Tabela 5, respeitadas as suas condi-

ções específicas de utilização, obteve-se a resistência característica para a avaliação $f_{ck,aval} = f_{ck,est} = 24,66$ MPa. Com os mesmos resultados, também pode ser obtida uma média de 30,1 MPa e um coeficiente de variação de 0,13.

Os resultados do processamento estatístico da resistência à compressão obtido por meio de ensaios de ultra-sonografia dos pilares de diversos pavimentos são apresentados na Tabela 6.

Para os pilares do subsolo (garagem) os resultados obtidos para a resistência à compressão da amostra foram a média de 24,96 MPa e o desvio padrão de 1,94 MPa. Obteve-se ainda, com estes valores o coeficiente de variação de 0,08 que, conforme já exposto, foi utilizado para considerações relativas ao fator parcial de ponderação da resistência do concreto na avaliação. Portanto, o coeficiente de variação da resistência à compressão empregado foi $\delta_{e,aval} = 8\%$. Este valor é inferior ao obtido para os testemunhos, que foi de 13%, mas ele foi considerado em razão do número de ensaios realizados ser maior que os testemunhos e a resistência média à compressão e a resistência característica estimada por meio dos testemunhos foram próximas.

As barras de aço ensaiadas foram extraídas das esperas existentes na última laje concretada (17º pavimento). Em virtude do desgaste já apresentado nas barras e levando em consideração que o lote ensaiado provavelmente não corresponda ao mesmo lote empregado na armação dos pilares da garagem, os resultados obtidos não foram considerados para a avaliação. Estes resultados, portanto não foram incorporados ao modelo de redução de incertezas proposto neste trabalho.

6. Aplicação da Metodologia Proposta

Seguindo a metodologia e a partir do projeto estrutural existente foi realizada a modelagem da estrutura em um programa comercial. Após vários ajustes nas considerações de cálculo, as cargas na fundação obtidas se aproximaram das indicadas no projeto. Definido o modelo estrutural, procedeu-se às considerações necessárias à avaliação da segurança dos pilares existentes. Os passos para a aplicação da metodologia estão desenvolvidos a seguir.

Os dados obtidos das inspeções e ensaios, assim como os estudos das cargas variáveis de períodos reduzidos, permitiram a obtenção de parâmetros mais apropriados à estrutura em estudo, segundo suas condições atuais de existência. Baseando-se na metodologia apresentada anteriormente, as informações a respeito do edifício puderam ser atualizadas e isso ocorreu da maneira como segue.

Tabela 6 – Resumo dos ensaios de ultra-sonografia em pilares – edifício “A”

Elemento	Pavimento	Número de ensaios	Valor mínimo (MPa)	Valor máximo (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
Pilar	Subsolo	30,0	21,3	28,2	1,94	8,0
	Térreo	9,0	23,0	27,7	1,52	5,8
	1º ao 8º	18,0	20,4	27,5	23,4	10,1
	9º ao 15º	21,0	12,7	23,3	2,18	13,2

Tabela 7 – Análise do K_{MOD2} - edifício “A”

Pilar	Carga axial de cálculo máxima na modelagem S_d (kN)	*Carga admissível de cálculo da seção R_d (kN)	Relação S_d/R_d	** K_{MOD2}
P1	4959,36	7990,41	62%	1,00
P2	11076,38	15870,52	67%	1,00
P3	6468,00	7990,41	79%	0,75
P4	9693,95	12590,64	77%	0,75
P5	19236,00	22740,17	82%	0,75
P6	9226,00	11880,21	75%	0,75
P7	7749,22	11220,77	69%	1,00
P8	7523,45	11220,77	67%	1,00
P9	7835,27	10150,63	78%	0,75
P10	7603,96	8310,88	91%	0,75
P11	10060,79	11880,21	85%	0,75
P12	3808,98	4810,17	78%	0,75
P13	9394,00	12120,83	75%	0,75
P14	6202,42	7590,09	79%	0,75

Observações:

* Obtida pela contribuição da resistência do concreto, considerada igual ao valor do f_{ck} e a contribuição das barras de aço com tensão correspondente à deformação de 2‰ e resistência ao escoamento considerada igual à de projeto.

** Ver item 3.3.1

6.1 Resistência dos materiais

6.1.1 Resistência do concreto e coeficiente de modificação ($K_{MOD,aval}$)

Conforme já exposto, a resistência do concreto dos pilares da garagem, a partir dos ensaios realizados em testemunhos foi de 24,66 MPa, o que não acarretou acréscimos em relação à resistência à compressão utilizada em projeto. Na realidade, a resistência estimada pelos ensaios com testemunhos ficou um pouco aquém daquela estabelecida em projeto. Portanto, tem-se, para a estrutura em questão: $K_{MOD1} = 1,0$.

O coeficiente K_{MOD2} foi obtido pela análise das cargas de cálculo considerando, de forma teórica, sua plena aplicação aos 28 dias. Conforme apresentado, a redução da resistência ocorreu nos casos em que os esforços solicitantes de cálculo ultrapassaram 70% dos esforços resistentes de cálculo. As solicitações foram obtidas pelo programa de cálculo, com parâmetros de entrada de projeto e a resistência da seção dos pilares a partir das resistências características individuais do concreto e aço, minoradas por seus respectivos fatores parciais de cálculo. A Tabela 7 apresenta os resultados das análises.

O K_{MOD3} adotado para o caso do edifício “A” foi igual a 0,95 uma vez que a relação h/d dos testemunhos extraídos foi da ordem de 2,0. Assim, obtêm-se os seguintes $K_{MOD,aval}$ (Tabela 8) utilizados para a resistência do concreto por ocasião da avaliação de segurança dos pilares, através da equação 11.

6.1.2 Resistência do aço

Na determinação da resistência ao escoamento do aço não serão computados ganhos em relação à resistência considerada em projeto. Por não ter sido realizado os ensaios do aço empregado nos pilares da garagem, foi adotado a resistência igual à nominal de projeto (CA50), admitida uma deformação de 2,0‰ e módulo de elasticidade de 21 GPa, ou seja $\sigma_{sd,aval} = 420$ MPa.

6.2 Atualização das Ações

6.2.1 Ações permanentes

Os valores referentes às dimensões das respectivas seções

Tabela 8 – Valores de $K_{MOD,aval}$ - edifício “A”

Pilar	K_{MOD1}	K_{MOD2}	K_{MOD3}	$K_{MOD,aval}$
P1, P2, P7 e P8	1,0	1,00	0,95	0,95
P3, P4, P5, P6, P9, P10, P11, P1, P13 e P14	1,0	0,75	0,95	0,71

transversais foram obtidos com um quantil característico de 95% acumulado, a partir dos dados do levantamento da geometria dos elementos estruturais do edifício em questão, conforme dados da Tabela 4.

6.2.2 Ações variáveis de utilização

Como parâmetro de entrada para o cálculo dos esforços de avaliação, foi adotada uma sobrecarga única, segundo o quantil acumulado de 95%, no ajuste de dados de levantamento via distribuição gama e representada pela equação 6.

6.2.3 Ações devidas ao vento

Na determinação das forças devidas ao vento, para o período de avaliação estrutural especificado, assumiu-se uma velocidade básica da ordem de 80% (fator de redução de Rosowsky, 1995) daquela instituída para o projeto.

Levando-se em conta que a velocidade básica tomada para projetos na região de Uberlândia é 34 m/s obteve-se, para avaliação, segundo período de dois a três meses, um valor igual a 27,2 m/s. Os fatores S_1 , S_2 e S_3 , assim como os coeficientes de arrasto, foram tomados de acordo com o estabelecido pela ABNT NBR 6123:1988, levando-se em conta a localização do edifício e suas dimensões.

6.3 Probabilidade de falha

Para fixação do índice de confiabilidade a se utilizar na avaliação, considerou-se que a necessidade da suposta intervenção tenha sido estabelecida mediante inspeção completa da edificação constatando-se, por meio dela, a ocorrência do problema patológico de corrosão nas armaduras em todos os pilares da garagem, cuja deterioração encontra-se em estado inicial. Admitiu-se ainda que estes pilares possuam responsabilidade tal que a falha conduz a colapso, colocando em risco um número superior a 100 pessoas.

Considerando que no Brasil não existe uma definição de índice de confiabilidade para projeto ou para estruturas existentes, será utilizada a Tabela 2 e, considerando o estudo realizado por Santos e Eboli (2006), adotou-se um β de projeto no valor de 3,5, o qual, pela equação 13, resulta um β_{aval} igual a 3,25.

6.4 Coeficientes de ponderação

6.4.1 Ponderação do concreto

Em função das características específicas do edifício analisado, foi possível determinar novos coeficientes de ponderação mantendo-se, no entanto, uma probabilidade de falha admissível, cujo índice de confiabilidade foi β_{aval} .

No caso do concreto das seções dos pilares analisados, o coeficiente de ponderação foi obtido a partir de β_{aval} e do coeficiente de variação da resistência, determinado pelos ensaios de ultrasonografia. Tendo-se 3,25 para o índice de confiabilidade, $\delta_{\text{c,aval}}$ igual a 8% e considerando α_r igual a 0,80, com a utilização da equação 16, obteve-se o valor de $\gamma_{\text{c,aval}}=1,10$. Este valor representa uma redução de 21% em relação àquele estabelecido para projeto de novas estruturas. Esta redução elevada foi devido ao

baixo coeficiente de variação obtido para a ultra-sonografia e seria recomendável extrair um número maior de testemunhos e utilizar o seu coeficiente de variação.

6.4.2 Ponderação do aço

m função da não existência de controle tecnológico na execução e da não realização de ensaios com testemunhos de barras de aço extraídos de pilares, adotou-se um coeficiente de ponderação igual ao valor de projeto, ou seja, $\gamma_{\text{s,aval}} = 1,15$.

6.4.3 Ponderação das ações permanentes

No caso das ações permanentes, em virtude dos levantamentos efetuados e conforme Allen (1991), o coeficiente de variação deste parâmetro ficaria reduzido ao valor de 5%. Porém, optou-se adotar o valor de 7,5% para $\delta_{\text{G,aval}}$ de forma a resguardar possíveis equívocos para o padrão de amostragem nas medições dos elementos estruturais do edifício "A". De posse desse valor, considerando o valor β_{aval} de 3,25 e utilizando α_s igual a 0,75, na equação 14, obteve-se $\gamma_{\text{G,aval}} = 1,19$.

6.4.4 Coeficiente de ponderação das sobrecargas de utilização

Para as sobrecargas de utilização, o estabelecimento do fator parcial utilizou a equação 15, na qual foi requerida a integração da equação 6 para os dois níveis acumulados 95% e 99,5%, conforme a definição de coeficiente de majoração (FERRY-BORGES e CASTANHETA, 1971). Dessa forma, da integração obteve-se $X_{95\%}$ igual a 0,875 kN/m² e $X_{99,5\%}$ igual a 1,14 kN/m². Ao se aplicar tais valores na equação 15 foi determinado, para o coeficiente de ponderação das sobrecargas de avaliação $\gamma_{\text{Q,aval}} = 1,14/0,875 = 1,30$.

6.4.5 Coeficiente de ponderação das forças de vento

Para este trabalho, nenhum procedimento foi proposto para a redução do coeficiente relativo a ponderação das ações devidas ao vento. Dessa forma adotou-se $\gamma_{\text{W,aval}} = 1,40$.

6.4.6 Coeficiente global de segurança na avaliação

De posse das considerações anteriores, pôde-se determinar o coeficiente global de segurança a ser considerado por ocasião da intervenção nos pilares, de uma forma específica às condições do edifício "A".

Com o emprego da equação 18 determinou-se, para o edifício "A", segundo as condições e os meios disponíveis para a redução de incertezas de projeto e, respeitando-se o índice de confiabilidade já informado, o valor calculado para a segurança global durante a recuperação estrutural de pilares foi de $\gamma_{\text{aval}}=1,1 \cdot 1,19=1,31$.

6.5 Resumos dos parâmetros adotados na avaliação

A final de todas as considerações realizadas para o edifício "A", tendo-se baseado na pesquisa teórico-experimental e nas inspeções, foram estabelecidos os parâmetros relacionados e os valores de cargas e resistências para a situação de avaliação. A

Tabela 9 – Comparação entre os parâmetros de projeto e de avaliação – edifício “A”

Situação	Resistências (MPa)		Ações (kN/m ²)		Vento (m/s)	Coeficientes de ponderação					γ	K _{MOD}
	Conc	Aço	Utilização			Resistências		Ações				
			Q/S/C	A.S.		Conc	Aço	Perm	Sobr	Vent		
Projeto	25,00	420,0	1,50	2,00	34,00	1,40	1,15	1,40	1,40	1,40	1,96	0,85
Avaliação	24,66	420,0	0,875	0,875	27,20	1,10	1,15	1,19	1,30	1,40	1,31	Tab. 8

Observações:

Q/S/C – sobrecarga para quarto, sala e cozinha;
 A.S. – sobrecargas nas áreas de serviço;
 Conc – concreto;
 Perm – relacionado às ações permanentes;
 Sobr – relacionado às sobrecargas de utilização;
 Vent – relacionado às ações devidas ao vento.

Tabela 9 apresenta um quadro comparativo entre esses valores e aqueles considerados em projeto.

7. Resultados e Discussões

Feitas as considerações necessárias para os esforços atuantes e as resistências das seções dos pilares do edifício em estudo e, a partir do modelo computacional, foram obtidos muitos resultados e foi possível obter algumas conclusões parciais sobre cargas e resistências.

De um modo geral, verificou-se um aumento nas cargas permanentes da parcela do peso próprio dos elementos estruturais, em virtude de os levantamentos no campo apontarem para seções com dimensões maiores em relação às de projeto. No

geral, este aumento foi da ordem de 5%. No total foram obtidos 34.987,9 kN com os dados de cálculo e 36.770,11 kN com as informações de avaliação.

Verificou-se um decréscimo no valor da carga accidental por pilar, da ordem de 40% em média, o mesmo podendo-se dizer com relação às ações verticais devidas ao vento. No caso dos momentos, essa redução média foi da ordem de 37% tanto em X, quanto em Y.

A Tabela 10 apresenta os valores das cargas verticais e dos momentos de avaliação.

A Tabela 11 apresenta os valores das resistências à compressão das seções dos pilares da garagem consideradas por ocasião de projeto e as resistências obtidas nos ensaios e procedimentos da avaliação. Estas últimas representam os valores para o momento da recuperação.

Tabela 10 – Esforços de avaliação majorados com os coeficientes específicos para a intervenção

Pilar	Esforços de avaliação - majorados			
	*Permanente+accidental+vento em X (kN)	**Permanente+accidental+vento em Y (kN)	Momento em X (kN.m)	Momento em Y (kN.m)
P1	3819,4	3593,0	17,4	140,4
P2	8449,7	7441,5	902,1	59,9
P3	4978,6	4531,9	26,7	455,0
P4	7243,3	7878,9	880,3	44,4
P5	15072,8	13968,3	577,8	608,5
P6	6825,0	6607,3	87,5	591,1
P7	5701,3	6298,0	53,2	531,4
P8	5837,6	6012,4	575,1	34,6
P9	5346,4	6119,8	35,3	390,4
P10	6397,4	6552,1	126,6	91,0
P11	7600,2	8044,9	67,8	462,1
P12	2973,2	2909,8	17,6	79,2
P13	7297,2	6238,1	46,2	1059,5
P14	4877,9	4892,1	26,2	155,8

Observações:

* Permanente+accidental+vento em X (majorado) = 1,19G1+ 1,19G2 + 0,7x1,3Q+ 1,4Vx
 ** Permanente+accidental+vento em Y (majorado) = 1,19G1+ 1,19G2 + 0,7x1,3Q+ 1,4Vy

Tabela 11 – Cargas resistidas pelas seções de pilares de garagem em função dos dados de ensaios e levantamentos realizados

Pilar	Dimensões		Dados da seção existente – obtidos nas inspeções e ensaios			Carga resistida pelo concreto (kN)	Carga resistida pelo aço (kN)	Carga resistida total (kN)
	a (cm)	h (cm)	*Aço (cm ²)	Áreas **Concreto (cm ²)	*** $f_{cd,aval}$ (kN/cm ²)			
P1	20,7	120,8	101,42	2393,80	2,1297	5098,14	3704,11	8802,25
P2	31,1	150,5	214,40	4454,86	2,1297	9487,64	7830,38	17318,02
P3	20,7	120,8	101,42	2393,80	1,5973	3823,61	3704,11	7527,71
P4	51,0	81,4	149,15	3994,40	1,5973	6380,24	5447,22	11827,45
P5	72,8	102,7	270,33	7192,00	1,5973	11487,74	9873,08	21360,83
P6	31,1	120,8	149,15	3599,88	1,5973	5750,07	5447,22	11197,29
P7	31,1	120,8	131,25	3618,72	2,1297	7706,89	4793,55	12500,44
P8	31,1	120,8	131,25	3618,72	2,1297	7706,89	4793,55	12500,44
P9	20,7	150,5	131,25	2977,19	1,5973	4755,45	4793,55	9549,00
P10	54,5	54,5	95,46	2869,77	1,5973	4583,87	3486,22	8070,09
P11	31,1	120,8	149,15	3599,88	1,5973	5750,07	5447,22	11197,29
P12	20,7	81,4	53,46	1628,71	1,5973	2601,53	1952,28	4553,82
P13	20,7	193,6	143,18	3856,80	1,5973	6160,45	5229,33	11389,78
P14	31,1	120,7	61,09	3689,46	1,5973	5893,16	2231,18	8124,34

Observações:

*Na contribuição do aço para a resistência da seção, considerou-se o número de barra de acordo com o projeto e resistência mobilizada do aço segundo uma deformação de 2‰ (420 MPa). Admitiu-se ainda uma redução de 5% em relação à área efetiva, em virtude de possíveis danos causados pela corrosão.

** A área de concreto menos a área efetiva de aço.

*** A resistência efetiva do concreto é dada por $K_{MOD,aval} \cdot f_{ck,est}/\gamma_{c,aval}$

Tabela 12 – Determinação da sollicitação normal equivalente - edifício “A”

Pilar	Resultados do dimensionamento com os dados de avaliação							Sollicitação normal equivalente (kN)
	Aço				Concreto			
	Nº de barras	Bitola (mm)	Área de aço (cm ²)	Parcela de carga assumida pelo aço (kN)	Área de concreto (cm ²)	$f_{cd,aval}$ (kN/cm ²)	Parcela de carga assumida pelo aço (kN)	
P1	46,0	10,0	36,11	1516,62	2464,45	2,1297	5,248,61	6765,23
P2	96,0	12,5	117,75	4945,50	4562,80	2,1297	9717,52	14663,02
P3	74,0	12,5	90,77	3812,16	2409,79	1,5973	3849,15	7661,31
P4	40,0	20,0	125,60	5275,20	4025,80	1,5973	6430,39	11705,59
P5	58,0	20,0	182,12	7649,04	7294,44	1,5973	11651,38	19300,42
P6	56,0	16,0	112,54	4726,58	3644,34	1,5973	5821,09	10547,67
P7	66,0	12,5	80,95	3400,03	3675,93	2,1297	7828,72	11228,75
P8	80,0	10,0	62,80	2637,60	3694,08	2,1297	7867,38	10504,98
P9	58,0	16,0	116,56	4895,39	2998,79	1,5973	4789,96	9685,34
P10	44,0	16,0	88,42	3713,74	2881,83	1,5973	4603,13	8316,87
P11	48,0	16,0	96,46	4051,35	3660,42	1,5973	5846,77	9898,12
P12	50,0	10,0	39,25	1648,50	1645,73	1,5973	2628,72	4277,22
P13	128,0	10,0	100,48	4220,16	3907,04	1,5973	6240,70	10460,86
P14	62,0	10,0	48,67	2044,14	3705,10	1,5973	5918,14	7962,28

Tabela 13 – Tipo de intervenção proposta - edifício “A”

Pilar	Solicitação normal equivalente $S_{d,aval}$ (kN)	Carga admissível total $R_{d,aval}$ (kN)	Saldo de resistência disponível (kN)	$S_{d,aval}/R_{d,aval}$	*Comprimento de concreto a retirar (cm)	**Tipo de intervenção proposta
P1	6765,23	8802,25	2037,02	1,30	191,0	I1
P2	14663,02	17318,02	2655,00	1,18	249,0	I1
P3	7661,31	7527,71	-133,60	0,98	-17,0	I4
P4	11705,59	11827,45	121,86	1,01	15,0	I4
P5	19300,42	21360,83	2060,41	1,11	258,0	I1
P6	10547,67	11197,29	649,62	1,06	81,0	I3
P7	11228,75	12500,44	1271,69	1,11	119,0	I2
P8	10504,98	12500,44	1995,46	1,19	187,0	I1
P9	9685,34	9549,00	-136,34	0,99	-17,0	I4
P10	8316,87	8070,09	-246,78	0,97	-31,0	I4
P11	9898,12	11197,29	1299,16	1,13	163,0	I1
P12	4277,22	4553,82	276,60	1,06	35,0	I3
P13	10460,86	11389,78	928,92	1,09	116,0	I3
P14	7962,28	8124,34	162,06	1,02	20,0	I4

Observações:

* Detalhe do cálculo do comprimento de concreto a retirar: $C = \frac{R_{d,aval} - S_{d,aval}}{5 \times f_{cd,aval}}$

**Tipos de intervenção (Figura 3):

- I1 – intervenção com retirada de concreto em duas laterais – uma lateral maior e uma menor;
- I2 – intervenção com retirada de concreto em uma lateral maior;
- I3 – intervenção com retirada de concreto em metade de uma lateral maior;
- I4 – intervenção com retirada de concreto em metade de uma lateral maior utilizando-se, no entanto, escoramento apropriado.

Na seqüência dos procedimentos efetivou-se o dimensionamento dos pilares da garagem com os parâmetros de avaliação, para determinação da solicitação normal equivalente. Tal dimensionamento foi obtido por meio do programa de cálculo, que retornou seções com as características descritas na Tabela 12.

A solicitação normal equivalente, conforme já informado, representa aquela que age na seção por ocasião da recuperação estrutural, levando-se em conta todas as particularidades anteriormente estabelecidas. Assim, este artifício foi usado para transformar os esforços presentes na seção (momentos e cargas verticais), em apenas uma carga axial atuante. Dessa forma, levou-se a efeito: que as armaduras dos pilares são simétricas em todos os casos e que toda a seção esteja comprimida no estado limite último.

A comparação entre a resistência efetiva da seção (Tabela 11) e a solicitação normal equivalente (Tabela 12), para cada pilar, refletiu a equação de estado limite, onde deveria ser preservado o que prescreve a equação 1. Nestas condições, onde o valor foi superior a 1, significou a possibilidade de extração de concreto deteriorado, respeitando os tipos de

intervenção propostas. O resto determinado entre as cargas foi convertido em comprimento de concreto a ser retirado, uma vez conhecido a espessura da camada e a tensão em que trabalha o material. O resultado da análise está exposto na Tabela 13, na qual também se define o tipo de intervenção.

Pelos resultados da Tabela 13, nota-se que, segundo os tipos de intervenções propostas, em 36% dos pilares serão efetuadas a intervenção I1, em 7% a intervenção I2, em 21% a intervenção I3 e em 36% a intervenção I4. O gráfico da Figura 5 representa as referidas porcentagens.

Uma vez que a aplicação da metodologia proposta nesta pesquisa foi simulação, não foi considerada uma possível perda da camada de cobrimento na resistência das seções de pilares.

Em casos reais de recuperação, a detecção de fissuração ou destacamento da camada de cobrimento, em virtude da corrosão das armaduras, poderá levar à descon sideração total ou parcial dessa região do concreto. Nos outros dois edifícios nos quais a metodologia foi aplicada, também não houve o destacamento do concreto de cobrimento.

Figura 5 – Distribuição dos tipos de intervenção sugeridos



8. Conclusões

Esta metodologia representa um passo importante em um aspecto relevante para o sucesso na recuperação de pilares de edifícios no que se refere ao nível de segurança para os elementos estruturais envolvidos. Ela surge como alternativa para a prática hoje utilizada que emprega critérios empíricos e bastante simplificados para o problema. Dentro do marco dos métodos de avaliação, ela representa um avanço em direção aos métodos probabilísticos, os quais serão generalizados no futuro.

Este trabalho desenvolve uma metodologia geral para o tratamento dos parâmetros aleatórios envolvidos nos mecanismos de solicitação e resposta estrutural para edifícios existentes, afetados por patologias em pilares, respeitando os curtos intervalos de tempo necessários aos serviços de recuperação e uma probabilidade de falha aceitável. Foram feitas considerações que visam obtenção de valores mais precisos para as cargas permanentes atuantes o que, por sua vez, permite refinamento do coeficiente de ponderação para este tipo de ação. As cargas variáveis de utilização foram estabelecidas para intervalos reduzidos e as forças devidas ao vento ajustadas segundo a necessidade da avaliação. Os coeficientes de majoração das ações variáveis foram também estabelecidos segundo critérios semi-probabilísticos, valendo-se das informações apuradas.

Foi considerado ainda, o procedimento para a busca da resistência à compressão efetiva do concreto na idade considerada, segundo a condição de atuação das cargas permanentes ao longo do tempo. Os coeficientes de ponderação das resistências foram ajustados segundo o grau de conhecimento relativo às propriedades destas nas estruturas.

Ao utilizar técnicas de confiabilidade estrutural, a metodologia pode ser considerada inovadora dentro desse ramo, o que lhe permitirá evoluir juntamente com os métodos de cálculo. Assim, esta metodologia preenche uma lacuna gerada pela ausência de quantificação da segurança durante a execução de reparos estruturais.

A praticidade do método proposto foi posta a prova mediante o exemplo de um edifício existente. No exemplo, alguns dos pilares analisados tiveram a segurança global um pouco abaixo do γ_{aval} permitido. Esse coeficiente demonstra, para a situação de avaliação, apenas que a atividade de recuperação deverá ser realizada com cuidados especiais para não expor em demasia a integridade do elemento.

Na aplicação do método, foram observados valores diferenciados para os parâmetros aleatórios em relação aos de projeto. Os coeficientes de ponderação para ações e resistências também foram alterados. Para as sobrecargas de utilização, foi obtido, em função do período necessário à intervenção, um valor único de 0,875 kN/m² para todos os compartimentos da edificação. A velocidade característica do vento de avaliação pôde ser reduzida a 80% daquela admitida em projeto, o que significou uma considerável diminuição dos momentos e cargas verticais máximas relacionados a esse tipo de solicitação. Para o edifício "A", as medições e levantamentos das seções transversais dos elementos estruturais concorreram para um aumento das cargas permanentes em cerca de 5%.

Os coeficientes de ponderação foram, por sua vez, influenciados por um nível maior de conhecimento adquirido em relação à estrutura analisada. O coeficiente de ponderação das ações permanentes pode ser reduzido de 1,4 para 1,19. As cargas acidentais, para a edificação, apresentaram-se passíveis de serem ponderadas por coeficiente igual a 1,30 e o coeficiente para as ações devidas ao vento não apresentaram redução em relação ao de projeto.

Em virtude dos ensaios diversos realizados no concreto dos pilares, uma vez que não se dispunha de resultados de controle tecnológico da execução, permitiu a adoção de um coeficiente da ordem 1,10 para este material. Para as armaduras, sem resultado de ensaios, foram ponderadas na avaliação pelos coeficientes de projeto.

As informações influenciaram o coeficiente global de segurança das peças de concreto estudadas, o que, por sua vez, influenciou o tipo de intervenção adotada em cada situação. Em projeto, os pilares são resguardados do colapso por um γ que varia entre 1,7 a 2,0 dependendo da norma empregada. Assim, o edifício "A", submetido a um bom número de ensaios admitiu um $\gamma_{\text{aval}}=1,31$ a ser respeitado durante uma intervenção.

Apesar dos ensaios efetivados no edifício "A" terem levado a um γ_{aval} reduzido, nota-se que uma intervenção em alguns pilares é crítica. Isto talvez se deva ao cálculo estrutural, visto que este edifício é relativamente alto e a área em planta é relativamente pequena. Dos 14 pilares existentes na primeira edificação, 5 deles exigiriam intervenção do tipo I4 para a qual é necessário escoramento. No entanto 5 pilares poderiam ser recuperados mediante intervenção I1, com a retirada de concreto em duas faces (uma maior e a outra menor), sem escoramentos, o que agilizará um pouco os serviços. Dos quatro pilares restantes, 1 admitiria intervenção I2 e outros 3, intervenção do tipo I3.

Pelo apresentado, pode-se concluir que a metodologia proposta é consistente, pois, contempla a maioria dos problemas gerados em uma recuperação estrutural de pilares. Ela é também prática ao utilizar procedimentos e ferramentas que já são empregadas pelos profissionais do ramo de cálculo e recuperação estrutural.

9. Agradecimentos

Agradecimentos a CAPES pela concessão de bolsa de mestrado ao co-autor e à FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, convenio EDT – 1991/2003.

10. Referências

- [01] ALCÂNTARA, P. B. Avaliação da Resistência à compressão de um concreto pelo esclerômetro de reflexão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44, 2002, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: IBRACON, 2002.
- [02] ALLEN, D. E. Limit states criteria for structural evaluation of existing buildings. Canadian Journal of Engineering. Ottawa, Vol. 18, n. 6, p. 995-1004, Dec. 1991.
- [03] _____. Safety criteria for the evaluation of existing structures. Canadian Journal of Engineering. Ottawa, Vol. 20, n. 6, p. 77- 84, Dec. 1993.
- [04] ACHE-ASSOCIACIÓN CIENTIFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. Evaluación de estructuras existentes mediante métodos semi-probabilistas. Grupo de Trabajo 4/5, 2003.
- [05] ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [06] _____. NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

- [07] ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- [08] _____. NBR 7680: Concreto endurecido – Procedimento para ensaio e análise de testemunhos extraídos de estruturas acabadas. Rio de Janeiro, 2007.
- [09] _____. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [10] _____. NBR 12655: Preparo, controle e recebimento do concreto. Rio de Janeiro, 2006.
- [11] _____. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [12] CABRÉ, F. M. Estimación de la seguridad residual en estructuras de hormigón con problemas patológicos. Informes de la Construcción, Vol. 46, nº 434, Madrid: Instituto Eduardo Torroja, p. 39-51, 1994.
- [13] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.
- [14] COROTIS, R. B. e D OSHI, V. A. Probability models for live-load survey results. Journal of the Structural Division, ASCE. Madison, Vol. 103, p. 1257-1274, June 1977.
- [15] COROTIS, R. B.; HARRIS, M. E. e BOVA, C. J. Area-dependent processes for structural live loads. Journal of the Structural Division, ASCE. Evanston, Vol. 107, N 1 ST5 p. 857-872. May 1981.
- [16] COST 345 - EUROPEAN CO-OPERATION FIELD SCIENTIFIC AND TECHNICAL RESEARCH – COST 345 - Procedures Required For Assessment for Highway Structures. Report of Working Groups 4 and 5. Slovenia, 2004.
- [17] DA SILVA, T. J. Study of variables of geometry and live loads used in assessment of structures. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 3, 2002, Rio de Janeiro. Anais do 3º... Rio de Janeiro: DAMSTRUC, 2002.
- [18] ELLINGWOOD, B.; MacGREGOR, J. G.; GALAMBOS, T. V. e CORNELL, C. A. Development of a probability based load criterion of American National Standard A58. Special Publication SP 577, U.S Department of Commerce. National Bureau of Standards, NBS, Washington D.C., p. 277, 1980.
- [19] ELLINGWOOD, B. Reliability-based condition assessment and LRFD for existing structures. Structural Safety. Baltimore, Vol. 8, n. 2-3, p. 67-80. 1996.
- [20] FERRY BORGES, J.; CASTANHETA, M. Structural Safety. Lisbon: National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), 1971.
- [21] FUSCO, P. B. Resistência do concreto comprimido. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 1993. Brasília. Anais da 35ª...Brasília: REIBRAC, 1993. p. 467-483.
- [22] _____. Fundamentos Estatísticos da Segurança das Estruturas. São Paulo: ed. Mc Grall-Hill do Brasil Ltda, 1976. 271 p.
- [23] HAHN, G. J., SHAPIRO, S. S. Statistical Models in Engineering. Nova York: John Wiley & Sons, 1967. 355 p.
- [24] LARANJA, R. C; BRITO, J. Assessment of existing concrete buildings. Progress in Structural Engineering and Materials. Lisbon, V. 11, p. 90-98, June 2003.
- [25] _____. Reinforced concrete structures safety assessment: dead and live loads quantification. National Meeting of Conservation and Rehabilitation of Structures. Lisbon, p. 611-620, 2000 (in Portuguese).
- [26] MELCHERS, R. E. Structural Reliability: Analysis e Prediction. Chichester: Ed. Ellis Horwood. 1987.
- [27] _____. Assessment of existing structures – approaches and research needs. Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol. 127, nº 2, p. 406-411, April 2001.
- [28] MEYER, P. L. Probabilidades: aplicações à estatística. Tradução prof. Ruy de C. B. Lourenço Filho. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1981. 391p.
- [29] MONTEIRO, N. F. Estudo das condições de segurança de edifícios durante a recuperação estrutural de pilares. 2006. 195 f. Dissertação estrutural de pilares. 2006. 195 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, 2006.
- [30] MONTOYA, J. P.; MESEGUER, A. G. e CABRÉ, F. M. Hormigón Armado – Vol 1. 7ª edição. Barcelona: Gustavo Gili S.A., 1973. 705 p.
- [31] RILEM - Technical Committee 130-CSL (1996) - Durability design of concrete structures. Report 14, Ed. A. Sarja y E. Vesikari, E & FN Spon, 165 pp.
- [32] ROSOWSKY, D. V. Estimation of design loads for reduced reference periods. Structural Safety. Clemson, Vol. 17, n. 1, p. 17-32. 1995.
- [33] RÜSCH, H. Concreto armado e protendido: propriedade dos materiais e dimensionamento. Tradução Yara Penha Melichar. Rio de Janeiro: Ed. Campus, 1980. p. 396.
- [34] _____. Researches toward a general flexural theory for structural concrete. Journal of the American Concrete Institute, ACI. Vol. 57, n. 1 p. 1-28, July 1960.
- [35] SANTOS, S. H. C. e EBOLI, C. R. Avaliação da confiabilidade estrutural com base nas normas NBR-6118 e NBR-8681. In: VI SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO. Anais ... S. Paulo. 2006.
- [36] TANNER, P. La evaluación de la fiabilidad de estructuras existentes. In: JORNADAS SOBRE ESTADO DEL ARTE EN REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUTURAS DE HORMIGÓN. 1995, Madrid. Anais...Madrid: GEHO-CEB, 1995. 1-23 p.
- [37] TURKSTRA, C. J. e MADSEN, H. O. Load combination in codified structural design. Journal of the Structural Division, ASCE. Quebec , Vol. 106, n. ST12, p.. 2527-2543, Dec. 1980.
- [38] VAL, D. V. e STEWART, M.G. Safety factors for assessment of existing structures. Journal of Structural Engineering. Vol. 128, n. 2, p. 258-265, Feb. 2002.