UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Nº 065

ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO IMEDIATAMENTE APÓS SUA EXECUÇÃO

MAURO CESAR BARBOSA

FECIV

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Mauro Cesar Barbosa

ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO IMEDIATAMENTE APÓS SUA EXECUÇÃO

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil.**

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Turíbio José da Silva.

Uberlândia, 18 de setembro de 2009.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

B238e Barbosa, Mauro Cesar, 1965-
Estimativa da vida útil de estrutura de concreto armado imediatamente após sua execução / Mauro Cesar Barbosa. - 2009.
170 f.
Orientador: Turíbio José da Silva.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Inclui bibliografia.

1. Concreto armado - Teses. I. Silva, Turíbio José da. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624.012.45

Elaborado pelo Sistema de Bibliotecas da UFU / Setor de Catalogação e Classificação

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

FECIV

ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 065/2009

CANDIDATO: Mauro Cesar Barbosa

ORIENTADOR: Prof. Dr. Turibio José da Silva

TÍTULO: "Estimativa da vida útil de estruturas de concreto armado imediatamente após sua execução"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

DATA DA DEFESA: 18 de setembro de 2009

LOCAL: Sala de Projeção Prof.º Celso Franco de Gouveia

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 14:10 - 16:30

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às argüições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

(X) APROVADO

( ) REPROVADO

OBS:

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

Professor Orientador: **Prof. Dr. Turibio José da Silva – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr.Antonio Alberto Nepomuceno – UNB**

Membro: **Prof. Dr. Paulo Cesar Primo Agostinho – FECIV/UFU**

Uberlândia, 18 de SETEMBRO de 2009.

Aos meus pais pelo exemplo de vida, mesmo sem o apoio incondicional; aos meus filhos, Mauro Júnior e Matheus, pela sincera amizade, companheirismo, motivação, apoio incondicional e por todo carinho e confiança depositados em mim. A minha avóLourdes pelo apoio.

In memorian

Este trabalho é humildemente dedicado aos avôs Sebastião, Benedicto e Braulina, que partiram, deixando lembranças e muitas saudades, mas onde estiverem, estão orgulhosos de mim.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por contemplar-me com a oportunidade de realizar mais este trabalho, ajudando-me na superação dos muitos obstáculos encontrados.

Agradeço a todos os meus irmãos e amigos pelo pensamento positivo e paciência durante todo este período.

Aos meus colegas mestrandos, professores e funcionários da FECIV, especialmente a Sueli, que contribuíram de forma direta e indireta para a realização deste trabalho.

Ao meu orientador, que tornou meu amigo, Prof. Dr. Turíbio José da Silva, por sua conduta, dedicação, inteligência, paciência e, sobretudo, pela disponibilidade em ofertar amplamente seus conhecimentos.

À UFTM – Universidade Federal do Triângulo Mineiro, proprietária do prédio, por permitir o acompanhamento da obra estudada – 2006/2009.

À DAN HERBET, na pessoa do eng. Marcelo Stacciarini, construtora executora da obra estudada, fornecendo sempre os dados solicitados sem criar empecilhos.

Ao INMET, por nos atender na solicitação dos dados da temperatura e umidade do ar.

À FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, convenio EDT – 1991/2003

À Vanessa, apesar da intolerância, nos momentos mais difíceis foi companheira.

Barbosa, M. C. Estimativa da vida útil de estrutura de concreto armado imediatamente após sua execução. 195 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2009.

RESUMO

Os métodos conhecidos para estimar a vida útil em estruturas que estão em construção, além de poucos, não são aplicados em obras reais para sua validação devido às dificuldades que isto representa. A aplicação dos métodos permitiria verificar não conformidades decorrentes da fase de construção logo após a sua execução, utilizando os dados reais, ou seja, o cobrimento real das armaduras, a qualidade do concreto e as dimensões das seções dos elementos. Apesar das dificuldades esperadas, verifica-se que isto é possível sem aumento exagerado do custo da obra permitindo estimar, além da vida útil, a segurança real da estrutura no momento que ela entra em operação constituindo assim um instrumento de controle. O objetivo deste trabalho é aplicar uma metodologia desenvolvida por T. J. Da Silva que consiste em estimar a vida útil das estruturas de concreto armado, logo após a execução da obra, em conformidade com a NBR 6118: (ABNT, 2003), com base nas informações reais e utilizando-se modelos ou métodos de previsão já difundidos, conciliando técnicas não destrutivas de inspeção e métodos de confiabilidade estrutural em um processo estocástico. A obra analisada é um prédio de 6 pavimentos, localizado no Município de Uberaba-MG. Nesta obra, foi feito o acompanhamento de todas as etapas que envolvem a estrutura, ou seja, fundações, pilares, vigas e lajes. Nestes elementos foram feitas análises de projeto, medições de cobrimentos de armaduras, acompanhamento de concretagem, cura, controle de resistência, além de outros ensaios de laboratório, como absorção e ensaio de carbonatação do concreto. Foram realizadas também, pesquisas climatológicas, como temperatura, umidade relativa do ar, concentração de CO_2, precipitação e ventos da região em que a obra se localiza. Após a desforma, mediram-se as vigas, pilares e lajes. Com o levantamento de todos os dados, será aplicada a simulação de Monte Carlo e o método de confiabilidade estrutural - FORM, a fim de se definir a função da probabilidade de falha, estimando a vida útil da estrutura através do gráfico probabilidade x tempo.

Palavras chave: Estimativa de vida útil; estruturas de concreto; confiabilidade estrutural.

Barbosa, M. C. Service life prediction in structures under construction by developed method. 183 pp. MSc Dissertation, Faculty of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2009.

ABSTRACT

The methods developed to service life prediction of structures in construction are with difficulty hard-working in real works, besides existing in reduced number. The application of these methods would allow the checking of not agreements resulting from the phase of construction after the execution of this, if it used the information on the revetment of the frames, on the quality of the concrete and of the steel, as well as on the dimensions of the sections of the elements. In spite of the difficulty in these methods are applied, it is noticed that that is possible unless the cost of the work is burdened and that other positive consequences, besides the quoted ones above, will appear with their use, like the determination of the structural security of a work while entering in operation, constituting, in this form, an instrument of control. The objective of this work is to apply in constructions a methodology developed by T. J. Da Silva to estimate, after the execution, the service life of reinforced concrete structures, in accordance with the Brazilian Code NBR 6118: (ABNT, 2003), using existing models and methods, associating nondestructive techniques of inspection and methods of structural reliability in a stochastic process. The analyzed construction, a 6 floor building, is located in Uberaba-MG city. In these works, there was done the attendance of all the parts that wrap the structure, I eat it the foundations, the columns, the beams and the slabs. In these elements, the measurements were done of revetment from frames, the attendance of castings, the cures, the control of resistance, besides other tests in laboratory, like the absorption and the test of carbonatação from the concrete in bodies of proof. Analyses in inquiries climatology referring to the mensuration of the temperature, of the relative moisture of the air, of the haste and of the winds of the region in which the works are also were done. There will be still done an inquiry that aims to obtain information on the concentration of CO_2 in the local atmosphere. After the formwork retreat, the structural elements were measured. Subsequently to the lifting of all the data, there will be applied the simulation of Monte Carlo and the method of structural reliability (FORM), so that there is defined the function of probability of failure, service life prediction will be defined of the structure through the probability time graph.

Keywords: Service life prediction; structures of concrete; structural reliability.

SÍMBOLOS E SIGLAS

SÍMBOLOS

Letras romanas

A	Área da seção transversal genérica
A_c	Área da seção transversal do concreto
A_s	Área da seção transversal das armaduras
a/c	Relação água/cimento
b	Largura da seção transversal
$Ca(OH)_2$	Hidróxido de cálcio
$CaCO_3$	Carbonato de cálcio
Cl^-	Íon cloreto
CO	Monóxido de carbono
CO_2	Dióxido de carbono
COV	Coeficiente de variação
C_x	Constantes ou funções determinísticas que relacionam x_i a S
C_y	Constantes ou funções determinísticas que relacionam y_i a R
d'	Distância do centro das armaduras da 1º camada até a face do concreto
D.p	desvio padrão
E	Módulo de elasticidade
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente
f( )	Função densidade de probabilidade
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto para projeto
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
$f_{ck,est}$	Resistência característica do concreto estimada dos corpos-de-prova
$f_{c,t}$	Resistência do concreto à compressão aos "t" dias
f_{ctk}	Resistência característica do concreto à tração
f_{ctm}	Resistência média do concreto à tração
$f_{c,28}$	Resistência do concreto à compressão aos 28 dias
fdp	Função de densidade de probabilidade
f_{Qi}	Densidade de probabilidade da componente intermitente
f_{Qqp}	Densidade de probabilidade da componente quase permanente

$f(x;\eta,\lambda)$	Função de densidade de probabilidade gama com parâmetros η e λ
f_{yk}	Resistência característica à tração do aço
f'_{yd}	Resistência ao escoamento de cálculo para o aço
f_{ym}	Resistência média à tração do aço
$f_R(\ )$	Função densidade de probabilidade das resistências
$f_S(\ )$	Função densidade de probabilidade das ações
Fe^{++}	Íon ferro
$F_{G,aval}$	Carga permanente de avaliação
F_k	Valor característico das solicitações
$F(x)$	Função de distribuição acumulada da variável x
$F(x;\eta,\lambda)$	Função de distribuição acumulada gama
F_y	Limite elástico do aço
G	Função de estado limite último
h	Altura da seção transversal do pilar
H	Geometria da barra de aço
h/d	Relação altura/diâmetro dos corpos-de-prova
I	Momento de inércia da seção transversal
I_c	Momento de inércia da seção de concreto
K_{MOD}	Coeficiente de modificação da resistência à compressão do concreto
$K_{MOD,aval}$	Coeficiente de modificação da resistência do concreto na avaliação
K_{MOD1}	Coeficiente que considera o ganho de resistência do concreto com o tempo
K_{MOD2}	Coeficiente de redução da resistência do concreto pelas cargas mantidas
KOH	Hidróxido de potássio
l_e	Comprimento de flambagem
LN	Função de distribuição Logartimica Normal
l_{viga}	Comprimento da viga
l_0	Distância entre as faces internas dos elementos estruturais
m	Função de densidade de probabilidade para a variável (R-S)
m_R	Valor médio das resistências
m_S	Valor médio das solicitações
M_d	Momento solicitante de cálculo
$M_{d,TOT}$	Momento total aproximado de cálculo para o pilar padrão
M_{eng}	Momento de engastamento perfeito
NaOH	Hidróxido de sódio
N_d	Carga normal de cálculo
N_{sg}	Esforços de compressão devidos às combinações quase permanentes
P	Relaciona-se a probabilidades
Pf	Probabilidade de falha
pH	Potencial hidrogenionte
P_{RS}	Probabilidade relacionada a uma função RS
$P_{R,extr}$	Extremo probabilístico das resistências
$Ps_{,extr}$	Extremo probabilístico das solicitações
ppm	parte por milhão

ρc	Massa específica real do cimento
$\rho ag.$	Massa específica real do agregado
R	Esforços resistentes
R_{aval}	Esforços resistentes de avaliação
R_k	Esforços resistentes característicos
s	Desvio-padrão amostral
s_c	Desvio-padrão da resistência à compressão do concreto ensaiado
s_t	Desvio-padrão da resistência à tração do concreto ensaiado
s_x	Desvio-padrão da variável x
s_y	Desvio-padrão da resistência do aço à tração
S	Esforços solicitantes
S_{aval}	Esforços solicitantes de avaliação
S_k	Esforços solicitantes característicos
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator devido à rugosidade do terreno e dimensões da edificação
S_3	Fator estatístico
t	Idade do concreto na avaliação
t_0	Idade do concreto no instante inicial considerado
V_0	Velocidade básica do vento de projeto
V_k	Velocidade característica do vento de projeto
$V_{k,aval}$	Velocidade característica do vento de avaliação
x, y, z, t	Fator aleatório interveniente na segurança estrutural
x_i	Parâmetros aleatórios de influência nas solicitações
X	Valor assumido por uma variável aleatória
$X_{0,05}$	Valor acumulada em 5% para a variável X
$X_{0,005}$	Valor acumulada em 5‰ para a variável X
$X_{0,95}$	Valor acumulada em 95% para a variável X
$X_{0,995}$	Valor acumulada em 99,5% para a variável X
y_i	Parâmetro aleatório de influência na resistência dos materiais

Letras gregas

α	Fator de influência
α_b	Fator de correção do momento de cálculo
α_G	Fator de influência do coeficiente de ponderação para cargas permanentes
$\alpha_{G,aval}$	Fator de influência do coeficiente de ponderação para cargas permanentes na avaliação
α_R	Fator de influência do coeficiente de ponderação das resistências
α_S	Fator de influência do coeficiente de ponderação das solicitações
$\alpha_{c,aval}$	Fator de influência do coeficiente de ponderação do concreto na avaliação
$\alpha_{s,aval}$	Fator de influência do coeficiente de ponderação do aço na avaliação
α_x	Fator de influência do coeficiente de ponderação da variável x
β	Índice de confiabilidade
β_{aval}	Índice de confiabilidade na avaliação
Δa, Δb	Variação das dimensões da seção transversal
Δl	Variação do comprimento
Δ_x	Acréscimo infinitesimal na variável x
Δ	Fator de contribuição no ajustamento do índice de confiabilidade
Δ_1	Fator de inspeção/desempenho
Δ_2	Fator de comportamento estrutural
Δ_3	Fator da categoria de risco para a falha
μm	Valor médio de m
Φ	Função que relaciona β à Pf
γ	Coeficiente de segurança global
γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_m	Coeficiente de ponderação dos materiais
γ_{m1}	Fator que considera possíveis reduções na resistência
γ_{m2}	Fator que considera possíveis reduções na resistência de caráter local
γ_P	Coeficiente de ponderação das forças de protensão
γ_s	Coeficiente de ponderação da resistência do aço de projeto
$\gamma_{s,aval}$	Coeficiente de ponderação da resistência do aço na avaliação
γ_z	Parâmetro para quantificação dos efeitos globais de 2º ordem globais
γ_τ	Coeficiente de ponderação das deformações impostas
γ_{aval}	Coeficiente de segurança global na avaliação
$\gamma_{c,aval}$	Coeficiente de ponderação do concreto na avaliação
γ_Q	Coeficiente de ponderação das ações variáveis em projeto
$\gamma_{Q,aval}$	Coeficiente de ponderação das ações variáveis na avaliação
$\gamma_{W,aval}$	Coeficiente de ponderação da força de vento na avaliação
γ_0	Coeficiente central de segurança
δ	Coeficiente de variação
δ_c	Coeficiente de variação da resistência do concreto de projeto
$\delta_{c,aval}$	Coeficiente de variação da resistência do concreto na avaliação

δ_D	Coeficiente de variação que depende de modelos de cálculo da estrutura
δ_E	Coeficiente de variação das condições de execução do concreto
δ_{Fy}	Coeficiente de variação do limite elástico do aço
δ_G	Desvio-padrão do valor das cargas permanentes de projeto
$\delta_{G,aval}$	Desvio-padrão do valor das cargas permanentes na avaliação
δ_H	Coeficiente de variação da geometria das barras de aço
δ_M	Coeficiente de variação das condições do concreto
δ_R	Coeficiente de variação das resistências
δ_S	Coeficiente de variação das solicitações
δx	Coeficiente de variação da variável x
$\delta_{s,aval}$	Coeficiente de variação da resistência do aço à tração na avaliação
δ_ζ	Coeficiente de variação do erro modelo estrutural
δ''	Parâmetro geométrico de dimensionamento à flexo-compressão
ζ	Erro no modelo de flexão
ξ	Fator relativo a uma probabilidade aplicada
σ	Tensão na seção transversal
σ_{cd}	Tensão limite de cálculo para o concreto
σ_m	Desvio-padrão de m
σ_R	Desvio-padrão das resistências
σ_S	Desvio-padrão das solicitações
ψ_0	Fator de combinação das ações variáveis no ELU
ψ_1	Fator de combinação das ações variáveis – combinações freqüentes
ψ_2	Fator de combinação das ações variáveis – combinações quase permanentes
π	Número de Pitágoras (3,14)
ε	Deformação específica
ε_a, ε_b	Deformações na direção de a e b da seção transversal respectivamente
ε_c	Deformação no concreto
λ	Índice de esbeltez da peça
λ_1	Parâmetro de comparação para o índice de esbeltez
λ_{max}	Índice de esbeltez máximo para pilares
κ	Rigidez aproximada
υ	Coeficiente de Poisson
φ	Coeficiente de fluência

SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABECE	Associação Brasileira de Engenharia Estrutural
ACI	American Concrete Institute
ADEMI-PE	Associação das empresas do mercado imobiliário de Pernambuco
ARI	Alta resistência inicial
ASTM	American Society for Test and Materials
CEB	Comitê Euro-Internacional Du Betón
CREA-PE	Conselho regional de Engenharia e Arquitetura de Pernambuco
ddp	diferença de potencial
EL	Estado limite
ELU	Estados limites últimos
EUA	Estados Unidos da América
ELS	Estados limites de serviço
IAB-PE	Instituto de arquitetura do Brasil regional de Pernambuco
IBRACON	Instituto Brasileiro do concreto
NBR	Norma Brasileira Regulamentada
RAA	Reação álcali-agregado.
SINDUSCON-PE	Sindicat da construção civil de Pernambuco
UFPB	Universidade Federal da Paraíba
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UNICAP	Universidade Católica de Pernambuco
UPE	Universidade do Estado de Pernambuco

Unidades de medidas

cm	centímetro
cm^2	centímetro quadrado
dm	decímetro
dm^3	decímetro cúbico
g	grama
kg	quilograma
kN	quilo-Newton
kN/m^2	quilo-Newton por metro quadrado
m	metro
m^2	metro quadrado
m^3	metro cúbico
mm	milímetro
MPa	mega-Pascal

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema ilustrativo do processo de deterioração do concreto armado.....15

Figura 2.2 – Ciclo dos metais. 15

Figura 2.3 – Processo corrosivo em armaduras do concreto. 17

Figura 2.4 – Esquema ilustrativo do processo de deterioração do concreto armado.....19

Figura 2.5 – Diagrama de Pourbaix para o Fe a 25ºC.....21

Figura 2.6 – Corrosão generalizada da armadura de uma laje devido ao ataque por cloro, com desagregação do concreto de cobertura. 22

Figura 2.7 – Gráfico tridimensional da relação entre profundidade de carbonatação, resistência mecânica e porosidade. 25

Figura 2.8 – Testes para verificação de pH. 26

Figura 2.9 – Grau de carbonatação em relação à umidade do ar. 26

Figura 2.10 – (a) Evolução da concentração de CO_2 na atmosfera (b) Evolução da concentração média de CO2 na atmosfera. 27

Figura 3.1 – Ábaco para representação da durabilidade em relação aos cobrimentos dos concretos (de C10 a C50) expostos a carbonatação. 31

Figura 3.2 – Modelo de vida útil de Helene. 32

Figura 3.3 – Modelos genéricos de processos de degradação. 35

Figura 3.4 – Fluxograma simplificado para previsão de vida útil. 50

Figura 3.5 – Representação gráfica da relação existente entre o índice de confiabilidade (β), a probabilidade de falha (P_f) e a penetração de cloretos para o interior do concreto. 54

Figura 4.1 – Área de ensaio e pontos de impacto. 61

Figura 4.2 – Esclerômetro de reflexão tipo Schmidt. 62

Figura 4.3 – Tabela de conversão no equipamento. 63

Figura 4.4 – Transmissão direta.....65

Figura 4.5 – Transmissão semi-direta. 66

Figura 4.6 – Transmissão indireta.....66

Figura 4.7 – Foto da laje da escada da igreja em Romaria-MG. 68

Figura 4.8 – Resi – equipamento para se medir a resistividade. 71

Figura 4.9 – Canin – instrumento para análise de corrosão. 72

Figura 4.10 – Pacômetro – instrumento para se medir afastamento das armaduras.....73

Figura 4.11 – Ensaio de carbonatação em extração de testemunho.....74

Figura 4.12 – Corpos de prova extraídos. 75

Figura 5.1 – Diagrama de procedimentos para estimativa da vida útil.....78

Figura 5.2 – Defeitos em pilares provenientes de falhas na execução.....84

Figura 5.3 – Intervenção inadequada realizada pelo usuário. 85

Figura 5.4 – Gráfico de probabilidade de falha em função do tempo.....89

Figura 5.5 – Fluxograma do programa PREVIU. 91

Figura 6.1 – Fotos do edifício em construção. 94

Figura 6.2 – Curva de Distribuição da Umidade relativa do ar em Uberaba-MG.....98

Figura 6.3 – Gráfico da frequência da Umidade relativa do ar em Uberaba-MG. 99

Figura 6.4 – Curva da Distribuição da Temperatura em Uberaba-MG. 100

Figura 6.5 – Gráfico da frequência da Temperatura em Uberaba-MG. 100

Figura 6.6 – Curva da distribuição da Resistência do Concreto de 22 MPa. 101

Figura 6.7 – Frequência da Resistência do Concreto de 22 MPa. 102

Figura 6.8 – Ensaio de ultra-sonografia. 107

Figura 7.1 – Influência das variáveis na carbonatação no modelo de Morinaga.....110

Figura 7.2 – Influência das variáveis na carbonatação no modelo de Bob e Bob. 112

Figura 7.3 – Influência das variáveis na carbonatação no modelo de Papadakis. 115

Figura 7.4 – Probabilidade de falha pelo modelo de Papadakis (1992).....116

Figura 7.5 – Probabilidade de falha pelo modelo de Morinaga (1990). 117

Figura 7.6 –Probabilidade de falha pelo modelo de Bob e Bob (1991).....118

Figura 7.7 – Probabilidade de falha para as vigas pelo modelo de Papadakis (1992).....119

Figura 7.8 – Probabilidade de falha para os pilares pelo modelo de Papadakis. 120

INDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo das principais origens e causas da deterioração do concreto. 10

Tabela 2.2 – Propriedades e efeitos relacionados com a carbonatação. 24

Tabela 3.1 – Parâmetros que influenciam na penetração de cloretos 46

Tabela 3.2 – Valores de K1 em função do tipo de cimento 47

Tabela 3.3 – Valores de K2 em função do tipo de adição:.....47

Tabela 3.4 – Variáveis consideradas nos modelos estudados: 48

Tabela 3.5 – Cobrimentos em função do nível de controle:.....52

Tabela 3.6 – Características qualitativa em função do nível de controle:.....52

Tabela 3.7 – Índice de confiabilidade para 50 anos:.....53

Tabela 4.1 – Classificação da qualidade do concreto em função da velocidade de propagação da onda ultra-sônica. 64

Tabela 4.2 – Recomendações do CEB-192 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão. 71

Tabela 6.1 – Dados relativos a concentração de CO_2 97

Tabela 6.2 – Coeficiente de difusão do CO_2 no concreto mediante processo de simulação. 97

Tabela 6.3 – Dados relativos a umidade relativa do ar na cidade de Uberaba. 98

Tabela 6.4 – Dados relativos a Temperatura da cidade de Uberaba-MG. 99

Tabela 6.5 – Resultados do ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos do concreto de f_{ck}-22 MPa. 101

Tabela 6.6 – Resultado de ensaio em barras e fios de aço destinados à armadura de concreto relativos ao limite de escoamento do aço CA-50. 102

Tabela 6.7 – Resultado de ensaio em barras e fios de aço destinados à armadura de concreto relativos ao limite de escoamento do aço CA-60. 102

Tabela 6.8 – Dados relativos a resistência do concreto por esclerometria.....103

Tabela 6.9 – Resultados da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas. 103

Tabela 6.10 – Dados relativos a resistividade. 104

Tabela 6.11 – Caracterização do cobrimento das armaduras longitudinais. 104

Tabela 6.12 – Caracterização do cobrimento das armaduras tranversais.....104

Tabela 6.13 – Caracterização do cobrimento das armaduras tranversais das vigas. 105

Tabela 6.14 – Caracterização do cobrimento das armaduras tranversais dos pilares. 105

Tabela 6.15 – Caracterização da geometria das secções. 105

Tabela 6.16 – Massa específica real (γ), dos materiais. 106

Tabela 6.17 – Caracterização das Variáveis para comparações. 106

Tabela 7.1 – Variàveis e valores determinados através do modelo de Morinaga 110

Tabela 7.2 – Variáveis e valores determinados através do modelo de Bob e Bob 112

Tabela 7.3 – Variàveis e valores determinados através do modelo de Papadakis et al. 114

Tabela 7.4 – Caracterização das Variáveis para estimativa da vida útil. 115

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO 1

1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA 1

1.2 OBJETIVOS 3

1.2.1 Objetivos gerais 3

1.2.2 Objetivos específicos 4

1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO 4

CAPÍTULO 2 DURABILIDADE, CRITÉRIOS DE PROJETO, CORROSÃO E CARBONATAÇÃO 6

2.1 DURABILIDADE – CONCEITOS E CRITÉRIOS 6

2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO ABNT NBR 6118:2003 11

2.3 CORROSÃO 14

2.3.1 Corrosão das armaduras 16

2.3.2 Fenômeno da passivação da armadura 20

2.4 CARBONATAÇÃO 22

2.5 CONCENTRAÇÃO DE CO_2 27

CAPÍTULO 3 VIDA ÚTIL NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO 30

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS 30

3.2 CONSIDERAÇÃO SOBRE A VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO 34

3.3 MODELOS PARA ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO. 36

3.3.1 Modelo determinístico 37

3.3.2 Modelo probabilístico 49

CAPÍTULO 4 INSPEÇÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO 55

4.1 INTRODUÇÃO....55

4.2 INSPEÇÃO VISUAL E *CHECKLIST*....56

4.2.1 Inspeção preliminar....56

4.2.2 Manifestações patológicas....58

4.2.3 Amostragem para inspeção detalhada....58

4.2.4 Seleção dos métodos de ensaio....59

4.3 TÉCNICAS NÃO DESTRUTIVAS....60

4.3.1 Esclerometria....60

4.3.2 Método ultra-sônico....63

4.3.3 Ensaios detectores de corrosão de barras no concreto armado....66

4.3.4 Técnica de potenciais de corrosão....72

4.3.5 Espessura do Cobrimento das Armaduras....73

4.4 TÉCNICAS DESTRUTIVAS....74

4.4.1 Extração de testemunhos....74

CAPÍTULO 5 DESCRIÇÃO DO MÉTODO PARA ESTIMAR A VIDA ÚTIL.....77

5.1 INTRODUÇÃO....77

5.2 MÉTODO PARA ESTIMAR A VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO IMEDIATAMENTE APÓS A EXECUÇÃO....77

5.2.1 Dados de controle de recebimento dos materiais....79

5.2.2 Dados de inspeção....80

5.2.3 Dados dos fornecedores....86

5.2.4 Cargas Atuantes....86

5.2.5 Dados do ambiente....87

5.3 ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL....87

5.3.1 Procedimento probabilístico....87

5.3.2 Formas de processamento....88

5.3.3 Modelos matemáticos....89

5.4 PROGRAMA PREVIU....90

5.4.1 Introdução....90

CAPÍTULO 6 LEVANTAMENTO DE DADOS PARA ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL DA ESTRUTURA DURANTE A EXECUÇÃO....93

6.1 INTRODUÇÃO 93
6.2 DESCRICÃO DO EDIFÍCIO 94
6.2.1 Edifício 94
6.3 DADOS DOS FORNECEDOES 95
6.3.1 Cimento 95
6.3.2 Concreto 95
6.3.3 Aço 96
6.4 DADOS DO AMBIENTE 96
6.4.1 Concentração de CO_2 96
6.4.2 Coeficiente de difusão do dióxido de carbono 97
6.4.3 Umidade relativa do ar 98
6.4.4 Temperatura 99
6.5 CARGAS 100
6.6 DADOS DE CONTROLE DE RECEBIMENTO 101
6.6.1 Concreto 101
6.6.2 Aço 102
6.7 INSPEÇÃO 103
6.7.1 Inspeção no concreto 103
6.7.2 Cobrimento 104
6.7.3 Geometria 105
6.7.4 Materiais 106
6.8 DADOS PARA ANÁLISE DE COMPARAÇÕES 106

CAPÍTULO 7 ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL 108

7.1 INTRODUÇÃO 108
7.2 ESCOLHA DOS MODELOS DE DETERIORAÇÃO 109
7.2.1 Morinaga (1990) 109
7.2.2 Bob e Bob (1991) 111
7.2.3 Papadakis et al (1992) 113
7.3 RESUMO DOS DADOS PARA PROCESSAMENTO 115
7.4 RESULTADOS E ANÁLISE 116

CAPÍTULO 8 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS 121

8.1 CONCLUSÕES 121

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 124
8.2.1 Concentrações de CO_2 na atmosfera..... 124
8.2.2 Modelos matemáticos para a realidade brasileira..... 125
8.2.3 Modelos para determinação de coefiente de difusão do CO_2..... 125
8.2.4 Programa desenvolvido para análise de corrosão..... 125
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....126
ANEXO A.....134
ANEXO B.....145

CAPÍTULO 1
INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

Por muito tempo, pensou-se que o concreto, combinado com o aço através de técnicas de cálculo estrutural, tivesse vida eterna. O insucesso de várias estruturas ao longo dos anos demonstrou a vulnerabilidade do material frente aos diversos ambientes e aos fatores degradantes a eles associados (HELENE, 1986). Vulnerabilidade esta que se apresenta mais latente caso a estrutura esteja acometida por uma ou mais falhas, em uma ou mais etapas básicas do processo construtivo.

O concreto é um material naturalmente poroso, tendo em vista que, para tornar possível sua produção, utiliza-se uma quantidade de água maior que a necessária à hidratação do cimento. Essa água que sobra, poderá formar uma rede de canais capilares ou poros que, somada aos vazios que ocorrem na mistura devido ao ar aprisionado ou incorporado ao concreto, definirão a porosidade do material. Quando houver conexão entre estes vazios, resultará então a um material sujeito à movimentação de líquidos e gases no seu interior.

Os termos porosidade, durabilidade, desempenho e vida útil, estão ganhando espaço a cada dia, tendo em vista que, nos últimos anos, foi abandonada a idéia de que concreto resistente é concreto durável. A resistência de um material é, segundo Mehta e Monteiro (2008), a capacidade de este resistir às tensões impostas sem ruptura. Um concreto com resistência à compressão que atenda às solicitações de projeto, porém que tenha sido produzido com uma relação água/cimento elevada, possivelmente será menos durável que um concreto com resistência idêntica, mas com relação água/cimento reduzida. Isto, devido à redução de porosidade deste último, se comparado ao primeiro. Assim, a porosidade precede a

durabilidade. Concretos pouco porosos serão mais duráveis que aqueles onde a porosidade é maior.

Nos dias atuais, sabe-se que, em determinadas obras, a durabilidade tem maior peso que a resistência obtida, como em caso de obras marítimas, por exemplo. Assim, tanto uma como a outra merecem ser tratadas com importância não apenas no momento da execução, mas desde o projeto, uma vez que muitos problemas podem ser evitados se, ao projetar, arquitetos e engenheiros ficarem atentos à estreita relação existente entre resistência e durabilidade.

A durabilidade de um material não significa vida por tempo indefinido, muito menos suportar qualquer tipo de ação, em ambientes com condições variadas (NEVILLE, 1997). Além disso, é preciso que se esclareça que a durabilidade do concreto e da estrutura de concreto armado são coisas diferentes, e não, necessariamente coincidentes. A primeira, diz respeito à capacidade do próprio material conservar as propriedades originais por certo período de tempo. Já a segunda, além de depender da primeira, depende ainda de fatores ligados ao projeto e à execução (COLLEPARDI, 1998).

Quanto se trata do desempenho de uma estrutura, entende-se a avaliação do seu comportamento durante sua vida útil. Uma estrutura de concreto terá seu desempenho julgado melhor ou pior, dependendo de como foi seu comportamento mediante às condições de projeto e utilização que lhe foram impostas. Todavia, todos estes conceitos, durabilidade, vida útil e desempenho, estão interligados.

A vida útil da estrutura segundo a ABNT NBR 6118:2003, é aquele período de tempo em que as características originais da estrutura de concreto são mantidas sem que haja necessidade de manutenções e reparos, além daquelas originalmente já estabelecidas. Este conceito está ligado ao ato de planejar, projetar, construir, utilizar e manter uma estrutura o que, por outro lado, traz consigo o que se chama de medida de desempenho.

A preocupação com a segurança das estruturas motivou muitos estudos que permitiram acrescentar aos aspectos puramente empíricos inicialmente ligados ao tema, um conjunto mais amplo de conhecimentos referentes à natureza dos fatores intervenientes que, por sua vez, criaram as condições para o estabelecimento, em projeto, de níveis adequados de

proteção ante uma possível falha estrutural. Sob esta ótica, a maioria das variáveis envolvidas no mecanismo do complexo comportamento estrutural, passaram a ser encaradas como aleatórias e a teoria das probabilidades mostrou-se bastante profícua no tratamento das questões da segurança.

A segurança das estruturas é, de certo modo, algo complexo por envolver conceitos probabilísticos e assim, uma ampla gama de incertezas com relação ao comportamento das variáveis participantes dos mecanismos de solicitações e resistências. Por isso, torna-se impraticável o ato de construir sob o signo da mais absoluta segurança, não apenas pelo aspecto financeiro envolvido, mas também em virtude da impossibilidade de se conhecer e controlar todas as variáveis envolvidas (FUSCO, 1974; PÁEZ, 1981). A segurança estrutural, dessa forma, apresenta-se ligada à chamada probabilidade de falha, definida como sucesso insólito em que um dia, sob determinadas condições e por determinados motivos, as solicitações reais as quais a estrutura encontra-se submetida, venham a superar as resistências de suas infinitas seções (PÁEZ, 1981).

Em uma estrutura existente é possível realizar-se a avaliação estrutural que diferentemente do projeto de uma estrutura nova, muitas incertezas podem ser superadas nas inspeções e atualizações diversas que deverão ser feitas. Isto promove a obtenção de condições propícias em favor de uma estimativa mais realista da vida útil da estrutura existente.

A busca de uma metodologia adequada para a estimativa da vida útil de uma estrutura, tem levado pesquisadores a desenvolverem estudos com esse objetivo. Um desses métodos, foi desenvolvido por Da Silva (2005), em que propõe através de método probabilístico, analisar as variáveis de geometria, mecânicas, ambientais, ações e outras que participam do processo, como variáveis aleatórias, ou seja, têm uma função de distribuição conhecida e os seus parâmetros de definição determinados a partir de dados obtidos na estrutura.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

A presente pesquisa tem como objetivo estimar a vida útil de uma edificação logo após sua execução, utilizando uma metodologia desenvolvida por Da Silva (2005).

1.2.2 Objetivos específicos

De acordo com o objetivo principal foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- De acordo com o método desenvolvido e que será aplicado, fazer o acompanhamento da execução de uma obra, verificando os materiais a serem usados na estrutura e o controle de qualidade realizado.

- Inspecionar a estrutura após a execução e comparar com os projetos. Realizar o levantamento de dados de geometria das peças, do cobrimento de armaduras, da resistência à compressão, das condições ambientais (temperatura, umidade relativa e concentração de CO_2).

- Fazer a caracterização de materiais, concreto e aço, através das análises de resistências e outros ensaios do concreto e do aço.

- Após o levantamento de todos os dados, analisar estatisticamente as variáveis básicas utilizadas nos modelos de deterioração e no método para estimar a vida útil.

- Baseado nos dados levantados, calcular a probabilidade de falha de iniciação da corrosão, ou seja, o tempo que se levará para a carbonatação atinja as armaduras.

1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação apresentada é constituída de oito capítulos, organizados da seguinte maneira:

Capítulo 1- Introdução: Faz-se uma breve explanação sobre o problema durabilidade e a necessidade de se estimar vida útil das estruturas, logo após a execução da obra. Aqui, são expostos os objetivos gerais e específicos, citando a proposta metodológica a ser utilizada.

Capítulo 2 – Durabilidade, critérios de projeto, corrosão e carbonatação: Apresenta-se a importância da durabilidade das estruturas de concreto armado, os critérios de projeto e algumas exigências da ABNT NBR 6118:2003 sobre o tema. É também explanado os conceitos de corrosão, o que é, como age e suas conseqüências. Estuda-se ainda o

fenômeno de carbonatação, o que é, como ocorre, o que provoca, como interfere na vida útil de uma estrutura de concreto armado.

Capítulo 3 – Vida útil das estruturas de concreto armado: São feitas considerações sobre a vida útil das estruturas de concreto armado e apresentados alguns modelos matemáticos, determinísticos e probabilísticos, desenvolvidos para se estimar a vida útil das estruturas.

Capítulo 4 – Técnicas de inspeção em estruturas de concreto: Há neste capítulo a descrição das principais técnicas de inspeção estrutural, para detecção de dados relativos a estrutura executada e obtenção dos dados para a estimativa da vida útil, que é o objetivo principal deste estudo.

Capítulo 5 – Descrição do método para estimar a vida útil: Neste capítulo é apresentado o método desenvolvido por Da Silva (2005), onde apresenta os procedimentos para obtenção dos dados, desde o cadastro da estrutura, a coleta de dados dos materiais, da geometria, do meio ambiente, do carregamento, controle dos materiais e as formas de inspeção. Mostra, ainda, como serão analisados estatisticamente os dados obtidos e a estimativa da vida útil.

Neste capítulo, é descrito também o programa PREVIU, desenvolvido por Da Silva (1998), que processará os dados para estimar a vida útil da estrutura, que é o objetivo principal desse estudo.

Capítulo 6 – Levantamento dos dados para estimativa da vida útil: São apresentados os dados levantados, os resultados e discussões relativas ao processamento da estrutura, mediante a metodologia proposta, permitindo chegar à estimativa da vida útil.

Capítulo 7 – Estimativa da vida útil: Neste capítulo, é feito a utilização do programa PREVIU, que baseado nos dados levantados no capítulo 6, estimará a vida útil da estrutura.

Capítulo 8 – Conclusões e trabalhos futuros: Aqui são apresentadas as conclusões finais, a estimativa da vida útil da edificação estudada e sugestões a trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2
DURABILIDADE, CRITÉRIOS DE PROJETO, CORROSÃO E CARBONATAÇÃO

2.1 DURABILIDADE – CONCEITOS E CRITÉRIOS

Até alguns anos atrás, a grande preocupação dos engenheiros de estruturas estava relacionada apenas na resistência do concreto, pois com isso se considerava que a estabilidade das estruturas estaria garantida eternamente. O que aconteceu, não foi assim, já que o tempo mostrou que as estruturas se deterioraram. Estudar as causas para minimizar os efeitos é um dos objetivos do meio científico, pois esse tema tem sido amplamente debatido em recentes congressos.

A insatisfação do desempenho de estruturas relativamente novas (ANDRADE; DA COSTA E SILVA, 2005; MEHTA e MONTEIRO, 2008; MONTEIRO, 2005) motivou o meio cientifico a realizar pesquisas e estudos sobre o comportamento do material e não apenas estudos de resistências, que seguia com maior ímpeto. Há então uma mudança de visão sobre durabilidade do concreto, passa da condição de característica secundária, à condição de critério de recebimento e aceitação de obra, principalmente ao se analisar os custos financeiros, destrabalhos e tempos despendidos nos processos de intervenção para reparos e reabilitação estrutural (REIS, 2001).

Para Mehta e Monteiro (2008), nenhum material é inerentemente durável; em função de interações ambientais, que provocam mudança na microestrutura e por conseqüência nas propriedades dos materiais com o passar do tempo. Pode-se considerar que o fim da vida

útil de um material ocorre quando as propriedades deste deterioram de tal maneira que sua utilização passa a ser duvidosa ou dispendiosa para se manter.

De acordo com Da Silva (2001) os termos vida útil e durabilidade estão tão próximos que, por vezes, são utilizados de maneira errônea. A durabilidade é uma qualidade da estrutura e a vida útil é a quantificação desta qualidade. A vida útil será, posteriormente, abordada com maior profundidade.

Baseado no conceito anterior, conclui-se que um mesmo concreto em ambientes diferentes terá durabilidade e, conseqüentemente, vida útil também diferente, ou seja, a durabilidade depende tanto de sua qualidade quanto ao meio em que estiver inserido.

Todos os projetos interferem na qualidade de uma obra recém concluída e também em sua durabilidade, e não apenas o de estruturas. A falta de compatibilidade entre alguns deles pode levar à redução de vida útil de uma estrutura.

Para Siemes et. al.(1998), com relação à durabilidade, a atual forma de projetar estruturas é até razoável, porém qualitativa. Não existem critérios estabelecidos de desempenho e a vida útil das estruturas não é expressa de forma quantitativa. Várias atitudes podem ser tomadas para se ter uma vida útil satisfatória, como, cobrimento mínimo adequado, limitação da relação a/c máxima e da abertura de fissuras, entre outros, porém sem o estabelecimento de um valor numérico de referência para quantificar esta vida útil.

Diante deste contexto é possível notar um aprimoramento das normas voltadas às estruturas de concreto (ACI 318/318R: 1996; ABNT NBR 6118:2003). Percebe-se uma preocupação das etapas de projeto e execução, determinando responsabilidades com uma manutenção preventiva prevista em projeto e estabelecendo que os diferentes elementos, de uma construção, podem ter a vida útil e manutenção preventiva diferenciadas.

A importância da vida útil e a durabilidade do concreto estão presentes hoje nas filosofias das diversas normas de projeto em todo mundo (ARAUJO, 2003) e, no Brasil, a ABNT NBR 6118:2003 mostrou-se atenta a esta importante questão para a qualidade das estruturas.

A degradação do concreto armado decorre de sua exposição aos chamados agentes agressivos presentes no meio ambiente em que este se encontra. No atual estágio de conhecimentos, sabe-se que processos físicos, químicos e biológicos (sem levar em conta eventos acidentais como choques mecânicos, sismos, furacões, etc.) são os fatores responsáveis por mecanismos de degradação que causam, de forma precoce, baixos níveis de desempenho (NEVILLE, 1997).

Para se avaliar a durabilidade de estruturas de concreto, é essencial o conhecimento da natureza e da distribuição de poros neste material, devido à sua influência sobre os mecanismos de transporte de substâncias para o concreto. É também necessário conhecer as condições ambientais, uma vez que definem o grau de agressividade que a estrutura está sujeita (DA SILVA, 1998).

Assim sendo, é necessário que se estude tudo que possa afetar a durabilidade das estruturas, tanto fenômenos químicos, físicos e biológicos. Para Mehta e Monteiro (2008) os efeitos físicos causam desgaste da superfície e fissuras, causadas pela pressão da cristalização de sais nos poros do concreto e exposição a temperaturas extremas. Os efeitos químicos deletérios incluem a lixiviação da pasta de cimento por solução ácida e as reações expansivas por ataque de sulfato, por reações álcali-agregado e por corrosão das armaduras no concreto. Os fenômenos biológicos podem se agrupar aos químicos por provocarem a decomposição química, como microorganismos que podem criar meios corrosivos para a massa do concreto e armadura, a exemplo daqueles criados pelas bactérias oxidantes de enxofre ou de sulfetos, os quais aceleram a oxidação dessas substâncias para ácido sulfúrico (GENTIL, 2007). Já os mecânicos provocam fissuras causadas por sobrecargas, impactos e cargas cíclicas.

Nos processos de degradação, a água exerce uma função de notória importância (MEHTA e MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). Apesar de ser importante para as reações de hidratação do cimento e colaborar para o ganho de resistência da pasta, atua também na maioria dos processos e reações deletérias, tanto como via de transporte de íons e substâncias agressivas, como na condição de reagentes na formação de compostos salinos, ácidos, géis expansivos entre outros (HELENE, 1993). Dessa forma, uma das maneiras de prevenção ou retardamento de um grande número de manifestações patológicas, é o emprego de uma adequada tecnologia de fabricação e manejo do concreto, com os devidos

cuidados tomados em relação aos fatores de dosagem, as técnicas de lançamento, adensamento e cura (VANDERLEI, 1996).

Apesar da complexidade, pesquisadores procuram facilitar o entendimento das origens e das causas da deterioração, as quais são mostradas na Tabela 2.1 (MEHTA e MONTEIRO, 2008; HELENE, 1998), que permite a visão geral das principais causas, classificando-as quanto à origem e como contribuem para a deterioração do concreto.

O conceito de desempenho relaciona-se ao comportamento da estrutura durante sua vida em serviço. Desempenho satisfatório é alcançado se a estrutura atender às condições de segurança em relação aos estados limites para os quais foi dimensionada, tendo capacidade de resistência, estabilidade e rigidez, cumprindo ainda aspectos estéticos, conforto térmico e acústico, dentre outros. Entretanto, a estrutura poderá, dentro do período convencionado como vida útil, deixar de atender uma ou mais condições exigidas para seu funcionamento eficaz, apresentando assim um comportamento insatisfatório.

São vários os motivos para tal ocorrência e na maioria dos casos, existe uma combinação de fatores que aceleram e ampliam os efeitos e conseqüências indesejáveis sobre as estruturas (ANDRADE; DA COSTA e SILVA, 2005).

Tabela 2.1 – Resumo das principais origens e causas da deterioração do concreto.

Origem da deterioração	Causa			Sintoma
Mecânica	Sobrecarga			Fissuração
	Impacto			
	Cargas cíclicas			
	Restrição à valores de volumes sob gradientes normais de temperatura e umidade			
Física	Desgaste superficial	Atrito	Abrasão	Desgaste superficial
			Erosão	
		Cavitação		
	Cristalização de sais			Fissuração
				Escamamento
	Congelamento e degelo			Expansão Fissuração Escamamento
	Fogo			Expansão Fissuração Desidratação da pasta
Química	Lixiviação			Dissolução Decomposição química
	Troca iônica	Ação dos sais		
		Ação dos ácidos		
	Formação de compostos expansivos	Sulfatos de sódio, potássio, cálcio e magnésio		Expansão Fissuração Decomposição química
		Reação álcali-agregado		Expansão Fissuração
		Hidratação MgO e CaO		
	Corrosão da armadura			Expansão Fissuração
	Biológica			Dissolução Decomposição química

Fonte: Andrade (2005)

Manifestações patológicas são ocorrências relacionadas aos mecanismos de falhas e degradação das estruturas (SOUZA e RIPPER, 1998). Os sintomas mais comuns nas estruturas de concreto são as fissuras, eflorescências, flechas excessivas, manchas no concreto aparente, corrosão de armaduras e ninhos de concretagem (MONTEIRO, 2005). Na maioria dos casos, as patologias são potencializadas com a utilização de concretos

inadequados a suportar as agressões do meio, principalmente devido à heterogeneidade e porosidade (VANDERLEI, 1996).

É fundamental a prática periódica de manutenção, como forma de garantir um desempenho satisfatório da estrutura ao longo do tempo, prolongando sua vida útil (ANDRADE; DA COSTA e SILVA, 2005). Assim, conforme prevê a ABNT NBR 6118:2003, o usuário assume responsabilidade na garantia da durabilidade da estrutura, em sua última fase, a de utilização. Não obstante, um sistema de manutenção a custos compensadores deverá ser idealizado pelos projetistas e viabilizado pelos construtores (SOUZA e RIPPER, 1998), que deverão fornecer manuais técnicos de utilização e manutenção da edificação, com premissas básicas de projetos, sobrecargas máximas admissíveis e materiais utilizados nos elementos construtivos.

2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO ABNT NBR 6118:2003

Como foi visto anteriormente, preocupações com a vida útil e a durabilidade do concreto estão incorporadas nas filosofias das diversas normas de projeto em todo mundo (ARAÚJO, 2003). No Brasil em 2003, a norma de Projetos de estruturas de concreto – Procedimento, ABNT NBR 6118:2003, revisto em relação à versão de 1978, também se mostrou atenta a esta importante questão para qualidade das estruturas e foram estabelecidos novos parâmetros de durabilidade da estrutura em função das classes de agressividade ambiental, tais como:

- Relação água/cimento,
- Classe de concreto,
- Cobrimento e abertura de fissura.

A ABNT NBR 6118:2003 determina que as estruturas de concreto armado sejam projetadas e construídas de modo a preservar sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante sua vida útil. Para isso, é necessário que as soluções estruturais adotadas nos projetos atendam aos requisitos:

1) Capacidade resistente: consiste basicamente na segurança à ruptura;

2) Desempenho em serviço: capacidade da estrutura em manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;

3) Durabilidade: capacidade da estrutura em resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

Em função da classe de agressividade, determinam-se algumas propriedades do concreto e o cobrimento necessário para os elementos estruturais.

Os objetivos destes critérios são a concepção e execução de estruturas com a finalidade aos quais foram projetadas, garantido a conservação das características acertadas entre projetista e contratante, ao longo de sua vida útil (ARAÚJO, 2003).

Este é um importante aspecto abordado pela norma. Além de imputar responsabilidade a projetistas e construtores pela qualidade e durabilidade das estruturas, aparece também a figura do contratante, que representa o proprietário, sendo responsável por integrar a fase de concepção, e responder pela manutenção adequada do edifício.

Na ABNT NBR 6118:2003 estão relacionados os mecanismos preponderantes no envelhecimento e deterioração, estabelecendo medidas pertinentes à redução do impacto provocado por esses mecanismos sobre o concreto armado[1]. Naturalmente, considerando a complexidade das interações entre o material e o meio (REIS, 2001), existem diversos outros fatores capazes de produzir degradação e que não são apresentados pela norma. Todavia, é um consenso entre diversos pesquisadores que, os mecanismos resguardados no item 6.3 da ABNT NBR 6118:2003, são os responsáveis pela grande maioria das manifestações patológicas identificadas usualmente nas estruturas.

Estão relacionados abaixo os mecanismos segundo a ABNT NBR 6118:2003.

a) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto:

---

[1] Estende-se, neste caso, ao concreto protendido.

1) Lixiviação: por águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carreiam os compostos hidratados do concreto.

2) Expansão: por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfato, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado.

3) Expansão: por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos (*RAA*).

4) Reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.

b) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura:

1) Despassivação por carbonatação - ação do gás carbônico da atmosfera (CO_2).

2) Despassivação por cloretos - elevado teor de íon cloro (Cl^-).

c) Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente ditos: são aqueles relacionados às ações mecânicas, às movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

A norma ABNT NBR 6118:2003 sobre projeto de estruturas de concreto, trás em seu conteúdo, critérios para atender a durabilidade visando diferentes zonas de risco para as estruturas.

Nos critérios, o cobrimento é um dos requisitos referentes à durabilidade da estrutura, pois representa uma barreira física para a corrosão das armaduras. Outro critério, a relação água/cimento, determina a qualidade do concreto e como conseqüência a sua porosidade, fator determinante ao ingresso de agentes agressivos oriundos do meio ambiente.

A fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto a tração; mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensões de tração são atingidos. Visando obter bom

desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto a corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras.

Da ABNT NBR 6118:2003, são dados valores limites de abertura característica Wk das fissuras, assim outras providências visando garantir proteção adequada das armaduras quanto a corrosão. Entretanto, devido ao estágio atual dos conhecimentos e da alta variabilidade das grandezas envolvidas, esses limites devem ser vistos apenas como critérios para um projeto adequado de estruturas.

2.3 CORROSÃO

Um importante mecanismo que tem levado edifícios relativamente novos a procedimentos de recuperação estrutural é a corrosão nas armaduras. O entendimento das considerações que propiciam o fenômeno e seu efeito deletério sobre o concreto armado é de interesse a essa pesquisa, uma vez que a deterioração da armadura pela corrosão interfere diretamente na vida útil da estrutura que é o propósito em estudo.

Um levantamento de edifícios que ruíram na Inglaterra, entre 1974 e 1978, mostrou que a causa imediata do colapso de pelo menos oito estruturas de concreto foi a corrosão da armadura de reforço ou protendido. Estas estruturas tinham de 12 a 40 anos de idade no momento do colapso, com exceção de uma que tinha apenas dois anos (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

O dano ao concreto resultante da corrosão da armadura manifesta-se sob a forma de expansão, fissuração e finalmente lascamento do cobrimento, além da perda de aderência entre o aço e o concreto, e diminuição da área de secção transversal da armadura – às vezes a tal grau que o colapso da estrutura se torna inevitável (CADY, APUD MEHTA e MONTEIRO, 2008). Isso pode ser observado na Figura 2.1, onde se mostra todo o processo.

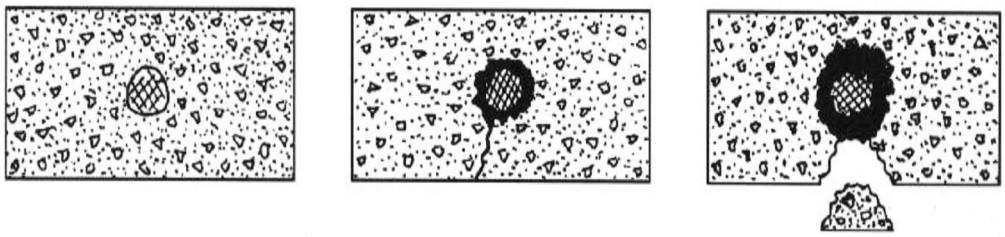


Figura 2.1 – Esquema ilustrativo do processo de deterioração do concreto armado.
Fonte: (GENTIL, 2007)

A corrosão pode ser vista como nada mais que a tendência para o retorno a um composto estável (GENTIL, 2007). Assim, por exemplo, quando uma peça de aço enferruja, o ferro, principal componente, está retornando à forma de óxido, que é o composto original do minério.

Gentil (2007) define que a corrosão é o inverso do processo metalúrgico, onde se extrai o metal a partir de seus minérios ou de outros compostos, ao passo que a corrosão tende a oxidar esse metal, ilustrado pela Figura 2.2. O produto de corrosão gerado é semelhante ao minério do qual foi extraído.

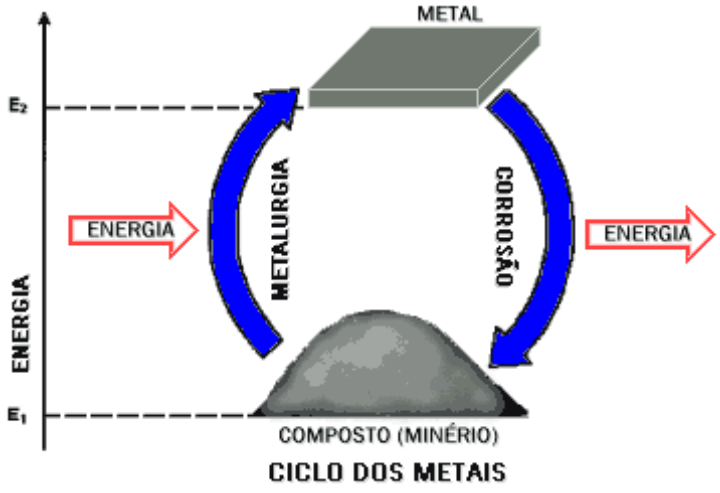


Figura 2.2 – Ciclo dos metais.
Fonte: <http://www.abraco.org.br/corros11.htm> acesso em 16/03/2009.

Conhecimentos acumulados sobre as estruturas, inclusive através de estudos e análises de falhas ocorridas (SOUZA E RIPPER, 1998), possibilitaram o aprofundamento sobre a origem de uma grande quantidade de problemas patológicos que acometem as estruturas e

que são responsáveis pela redução da vida útil de projeto, caso não ocorra uma intervenção eficaz.

2.3.1 Corrosão das armaduras

De acordo com Panossian (1993) a interação destrutiva de um material com o meio ambiente pode ser química ou eletroquímica, ocasionando dois processos de deterioração do metal:

- *Oxidação direta ou corrosão seca*: reações químicas gás-metal ou íon-metal com formação de película contínua de óxido de ferro e
- *Corrosão eletroquímica*: realiza-se em meio aquoso, onde há a formação de pilhas ou células de corrosão.

As reações básicas da corrosão em meio aquoso, especialmente o caso da corrosão das armaduras de aço, são de natureza essencialmente eletroquímica, envolvendo uma reação anódica de dissolução do metal e uma outra de natureza catódica, que ocorrem simultaneamente. Para que esse tipo de corrosão ocorra há necessidade de 4 elementos:

- *Condutor*: que é a própria barra de aço que integra a armadura;
- *Água*: para constituir o eletrólito e conduzir os íons;
- *Oxigênio*: para formação dos produtos de corrosão;
- *Diferença de potencial entre dois pontos*: para formar duas regiões distintas, ou seja, uma região anódica e outra catódica, provocadas por diferentes intensidades de adensamento do concreto, diferentes aerações, de umidades ou de concentrações salinas.

A formação de uma célula de corrosão ou pilha pode ocorrer como indicado na Figura 2.3 (PORRERO, 1975 apud HELENE, 1986) que explica graficamente o fenômeno. Como em qualquer outra célula, há um anodo, um catodo, um condutor metálico e um eletrólito. Qualquer diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas acarreta o aparecimento de corrente elétrica. Dependendo da magnitude dessa corrente e do acesso de oxigênio, poderá haver ou não a corrosão (GENTIL, 2007).

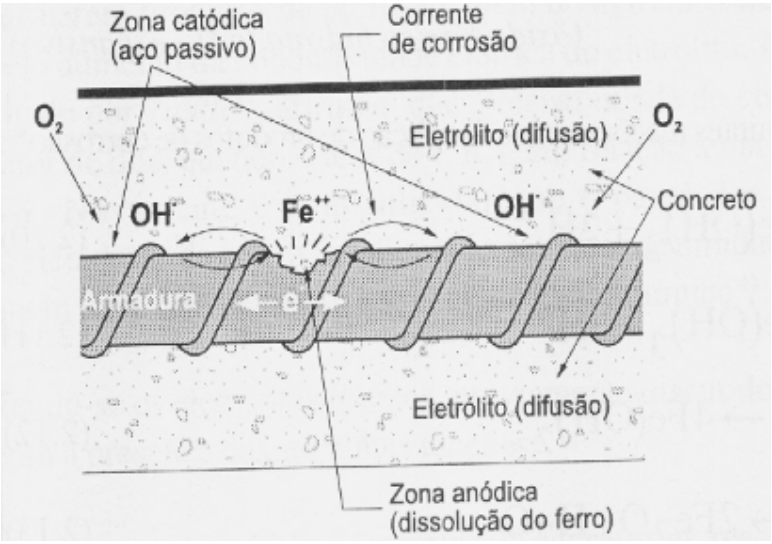


Figura 2.3 – Processo corrosivo em armaduras do concreto.

Fonte: Cascudo (1997)

A diferença de potencial para a formação da pilha eletroquímica existe tanto pelos agentes agressivos externos, como também pelas diferenças que podem existir no próprio concreto armado. Essa diferença pode surgir da heterogeneidade na massa do concreto, da umidade em áreas distintas entre o aço e o concreto ou pela aeração diferencial de algumas áreas. Esse último caso ocorre quando há principalmente fissuras ou elevada permeabilidade no concreto, que propiciam a diferença de aeração, formando uma área anódica nas regiões menos aeradas, e a área catódica nas regiões mais aeradas (CÁNOVAS, 1988; GENTIL,2007).

No caso da armadura de aço envolvida em concreto, nas zonas anódicas há a oxidação do metal, onde o metal passa para a solução contida nos poros do concreto na forma de íons e libera elétrons, que migram através da armadura para regiões catódicas. Nessas regiões eles são consumidos pelo contato com oxigênio e/ou hidrogênios dissolvidos (reações de redução), como mostram as equações a seguir.

Região anódica:

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^- \qquad (2.1)$$

Região catódica:

a) Redução do oxigênio

em meios neutros ou alcalinos:

$$4e^- + 2H_2O + O_2 \rightarrow 4(OH)^- \quad (2.2)$$

em meios fracamente ácidos:

$$4e^- + 4H^+ + O_2 \rightarrow H_2O \quad (2.3)$$

b) Evolução do hidrogênio:

$$2H_2O + 2e^- \rightarrow H_2 \text{ (gás)} + 2(OH)^- \quad (2.4)$$

Assim, a corrosão representa uma situação em que duas ou mais reações eletroquímicas distintas ocorrem simultaneamente e de forma espontânea, sendo pelo menos uma de natureza anódica e outra de natureza catódica.

Porém, as reações anódicas e catódicas são somente um primeiro passo no processo de formação dos produtos de corrosão. Vários estágios devem ocorrer para a sua formação, conforme as equações mostradas a seguir.

$$Fe^{++} + 2(OH)^- \rightarrow Fe(OH)_2 \text{ (hidróxido ferroso)} \quad (2.5)$$

$$4Fe(OH)_2 + 2H_2O + O_2 \rightarrow 4Fe(OH)_3 \text{ (hidróxido férrico)} \quad (2.6)$$

$$2Fe(OH)_3 \rightarrow Fe_2O_3.3H_2O \text{ (óxido férrico hidratado)} \quad (2.7)$$

Segundo Broomfield (1997) os produtos de corrosão têm uma coloração marrom – avermelhada e são expansivos. O óxido férrico ocupa um volume de 2 a 10 vezes maior

que o do aço da armadura. Tal aumento de volume causa tensões internas de tração no concreto, podendo atingir valores da ordem de até 15 MPa (LIBORIO, 1990).

A formação desses óxidos e hidróxidos heterogêneos, porosos, solúveis, de baixa aderência e que provocam expansões levam à fissuração do concreto, acelerando a entrada de agentes agressivos. Há o deslocamento do concreto de cobrimento, deixando a armadura exposta e comprometendo a estrutura.

A corrosão das armaduras por fenômenos eletroquímicos pode produzir duas manifestações patológicas no concreto armado: a desagregação do concreto de cobrimento e a diminuição da seção resistente da armadura como mostram a Figura 2.4. Esses fenômenos ocorrem porque os produtos de corrosão da armadura se expandem ao mesmo tempo em que o metal é consumido. Essa expansão é capaz de exercer pressões aproximadas de 32 MPa contra o concreto de cobertura, levando a desagregação do mesmo (WEST e HIME, 1985). Já Liu (1996) fez um comparativo entre as pressões provocadas pelos produtos de corrosão através de modelo experimental e analítico, obtendo para um período de 2 a 4 anos de corrosão um valor de 31,5 MPa para a pressão radial média na armadura.

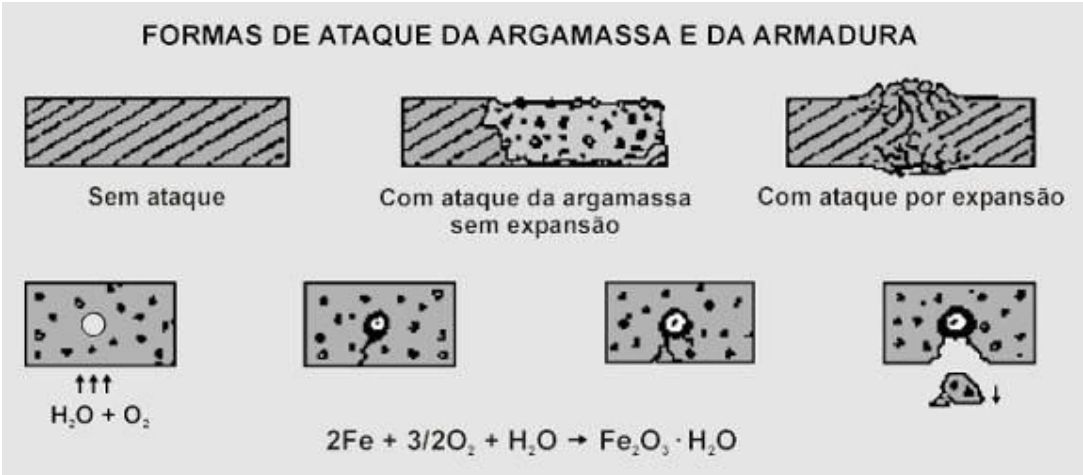


Figura 2.4 – Esquema ilustrativo do processo de deterioração do concreto armado.

Fonte: (GENTIL, 2007).

2.3.2 Fenômeno da passivação da armadura

Durante a hidratação dos compostos silicatos de cálcio do cimento (C_3S e C_2S), ocorre a liberação de certa porcentagem de $Ca(OH)_2$, que atinge até 25% (≈ 100 Kg/m³ de concreto) da massa total de compostos hidratados, o que torna o ambiente altamente alcalino (HELENE, 1986), pois $Ca(OH)_2$ é uma base forte com um pH da ordem de 12,6 (à temperatura ambiente) e dissolve-se em água preenchendo os poros e capilares do concreto.

Ao se construir um elemento de concreto armado, em função do ambiente altamente alcalino, há a formação de uma película fina de óxido estável e fortemente aderente à superfície do aço. Essa película microscópica de óxidos tem sido designada como o elemento passivador do aço, conferindo-lhe proteção.

Segundo Sato apud Helene (1993), o filme de passivação é composto de duas camadas de óxidos, uma interna, onde predomina o FeO_4 , e outra externa, de γ-Fe_2O_3 e sua espessura varia de 10^{-3} μm a 10^{-1} μm. Outro componente que indica a passivação do aço, de acordo com Helene (1993), é a ferrita de cálcio ($CaO.Fe_2O_3$), pó branco estável, resultante da combinação da ferrugem superficial das barras de aço com o hidróxido de cálcio.

Porém, só há a passivação do aço enquanto o concreto apresentar boa qualidade, sem fissuras e sem a ação de agentes externos, conservando assim o elevado pH da solução contida em seus poros (em torno de 12,5), para uma faixa usual de potencial de corrosão da ordem de +0,1 a -0,4 V, em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio (HELENE, 1986). O pH altamente alcalino é resultado da presença do hidróxido de cálcio, produto da hidratação do cimento, especialmente dos silicatos C_2S e C_3S.

Isso pode ser verificado no diagrama potencial-pH, na Figura 2.5, também conhecido como "Diagrama de Pourbaix", que indica as fases estáveis termodinamicamente, como uma função do potencial de eletrodo e pH, em sistemas metal-água, que neste caso é o ferro.

O diagrama fornece uma idéia qualitativa das condições termodinâmicas em que pode ou não estar ocorrendo a corrosão. As linhas a e b indicam as reações de liberação de oxigênio

e hidrogênio. Entre as duas linhas, a água é estável, enquanto acima da linha b o oxigênio é liberado e abaixo da linha a, o hidrogênio é liberado.

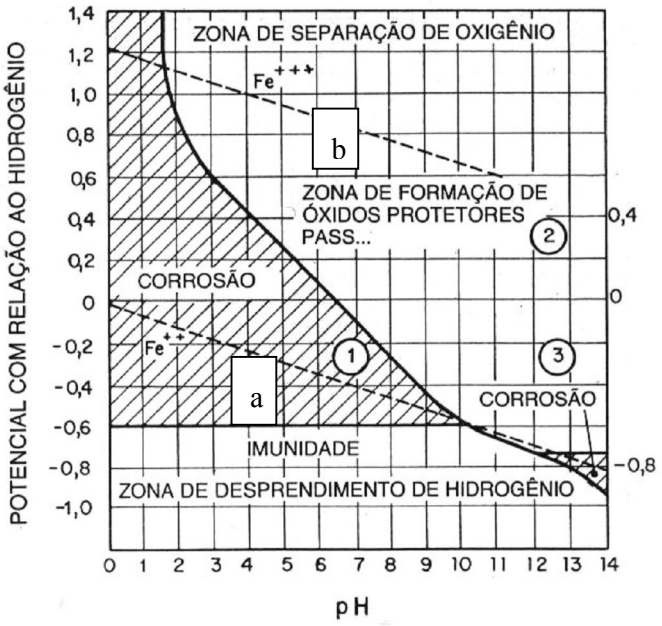


Figura 2.5 – Diagrama de Pourbaix para o Fe a 25ºC.
Fonte: (POURBAIX apud HELENE, 1986)

De acordo com Pourbaix apud Helene (1986), para soluções livres de oxigênio, o potencial do ferro é sempre abaixo da linha a, o que implica na possibilidade de evolução do hidrogênio. Com pHs abaixo de 9,5 ou acima de 12,5, o potencial cai no domínio da corrosão, o qual significa que o ferro é corroído com a evolução do hidrogênio. Para valores de pH entre 9,5 e 12,5, o potencial está perto da borda da imunidade e é praticamente o potencial de equilíbrio do sistema Fe-Fe_3O_4 . Acima dessa condição de pH, o ferro tenderá a ser convertido em magnetita com a evolução do hidrogênio, entretanto essa conversão será lenta e cessará completamente se a magnetita então produzida, formar um filme protetor no metal. A presença do oxigênio na solução terá o efeito de aumentar o potencial do metal. Para pH abaixo de 8, esse aumento será insuficiente para levar a passivação do Fe e, acima de 8, o oxigênio levará a passivação do metal, pela formação do filme protetor.

Quando bem executado, o concreto confere uma proteção física e química à armadura. A perda desta proteção pode ocorrer por diversas formas, sendo preponderante a despassivação por ataque de íons agressivos ou de substâncias ácidas existentes na

atmosfera. Os principais agentes responsáveis pela corrosão são o dióxido de carbono (CO_2) e os íons cloreto (Cl-) (HELENE, 2004).

A despassivação das armaduras pode ocorrer também mediante ação de íons cloretos quando estes se apresentam acima de certos limites aconselhados (FIGUEIREDO, 2005). Os cloretos podem agir pontualmente sobre a armadura e provocar a corrosão em regiões localizadas (HELENE, 1993).

A Figura 2.6 mostra a desagregação do concreto por ataque de cloro em ambiente agressivo.

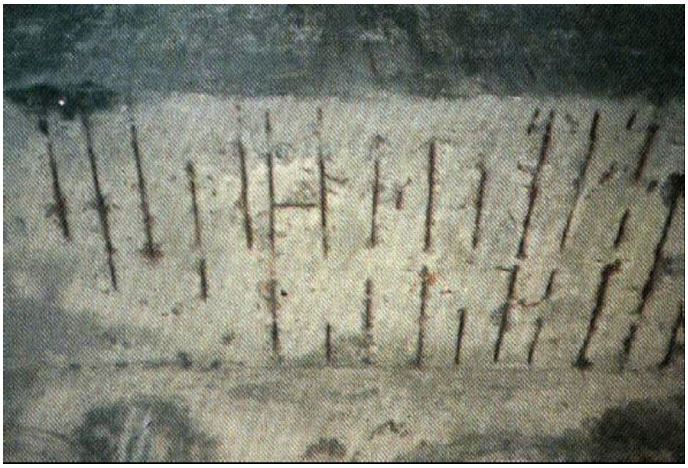


Figura 2.6 – Corrosão generalizada da armadura de uma laje devido ao ataque por cloro, com desagregação do concreto de cobertura.
Fonte: (HELENE, 1989).

2.4 CARBONATAÇÃO

A alta alcalinidade do concreto, obtida principalmente pelo hidróxido de cálcio $Ca(OH)_2$, liberado das reações de hidratação do cimento, pode ser reduzido com o tempo (HELENE, 1986). Esse processo, chamado de carbonatação, ocorre essencialmente pela ação do CO_2 presente na atmosfera e outros gases ácidos, como SO_2 e H_2S.

Esse processo ocorre lentamente e a reação química de carbonatação é dada pela seguinte equação química, com o produto de hidratação do cimento e o dióxido de carbono:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \tag{2.8}$$

Portanto, a carbonatação está diretamente relacionada com a penetração do dióxido de carbono (CO_2), através dos poros, para o interior do concreto. O qual na presença da umidade transforma-se em ácido carbônico (HCO_3), que é reativo.

O CO_2 originário do meio externo penetra o concreto via difusão e converte o Ca $(OH)_2$ em $CaCO_3$ promovendo, assim, a redução do *pH* na matriz da pasta endurecida. Esta redução propicia a instabilidade do filme passivante e torna a armadura sujeita à corrosão.

O pH de precipitação do carbonato de cálcio ($CaCO_3$) é cerca de 9,4 (à temperatura ambiente), bem abaixo do pH do hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) que era de 12,6, o que altera substancialmente as condições de estabilidade química da capa ou película passivadora do aço.

O ingresso do dióxido de carbono nos poros do concreto, em concentrações normais atmosféricas – com variação de 0,03% a 1,0% em volume – é causado pela difusão. Essa difusão realiza-se por meio de poros capilares interconectados (rede capilar), microfissuras ou bolhas de ar. Determinados agregados são porosos e também pode fazer parte do sistema de transporte, RICHARDSON (1988).

Inicialmente, o dióxido de carbono não se difunde ao interior do concreto porque a tendência é de se combinar, ainda na superfície, com os álcalis e o hidróxido de cálcio. Posteriormente, a tendência é de o CO_2 penetrar mais profundamente no concreto, dando continuidade ao processo de carbonatação. Vale ressaltar que o avanço da frente de carbonatação está diretamente relacionado à facilidade que o CO_2 encontra para difundir-se.

O avanço da frente de carbonatação é influenciado pelo nível de porosidade do concreto, tamanho, interligações e o grau de saturação dos poros com água. Em atmosferas ácidas, urbanas e industriais, o fenômeno da carbonatação é mais intenso (SOUZA e RIPPER, 1998). Em garagens de edifícios, onde a baixa taxa de circulação de ar e o fluxo constante de veículos liberando monóxido de carbono (CO) da queima de combustíveis fósseis, é

bastante comum o problema de pilares carbonatados e com a corrosão das armaduras instalada.

Na Tabela 2.2 são apresentadas algumas propriedades químicas quando carbonatados.

Tabela 2.2 – Propriedades e efeitos relacionados com a carbonatação.

Propriedades	Efeito
Conteúdo de Ca^{++}	A carbonatação ocorre em materiais com Ca^{++} disponível. Quanto maior a concentração de cálcio, menor a frente de carbonatação.
Relação Ca/Si	Quanto maior a relação Ca/Si, maior o grau de carbonatação.
Permeabilidade	Quanto maior a permeabilidade dos materiais cimentícios maior a penetração do CO_2, o que facilita a carbonatação.

Fonte: Dados referidos por Bertos et al. (2004).

As profundidades de carbonatação aumentam, inicialmente, com grande rapidez, diminuindo e propendendo limitar a uma profundidade máxima (HELENE, 1986). A tendência de parar o fenômeno pode ser explicada em função da continuidade de hidratação do cimento, que ocorre desde que haja água, que é liberada na própria carbonatação do hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) , provocando a compacidade do concreto. Além disso, o próprio carbonato de cálcio que é o produto da carbonatação, insolúvel em água, passa a preencher os poros superficiais, dificultando o acesso de CO_2 ao interior do concreto.

A relação água/cimento é responsável pelo tamanho e continuidade dos poros presentes no concreto. Ao reduzir-se essa relação há uma diminuição na profundidade de carbonatação (HELENE, 1986), uma vez que a continuidade capilar dos poros é minorada devido á alteração da microestrutura da pasta de cimento e os poros podem, até mesmo, serem desconectados.

Para Al-Khaiat e Fattuhi (2002) a redução da relação água/cimento e o aumento do período de cura resulta em concretos com menor profundidade de carbonatação.

Ho e Lewis (1987), Dhir et al. (1989), Monteiro e Nepomuceno (1997), Veiga et al. (1998), Seidler e Dal Molin (2002) e Silva (2002) verificaram que a relação água/cimento é um dos fatores que influenciam na qualidade final do concreto quanto à resistência

mecânica e a resistência à carbonatação. Quanto maior a relação água/cimento maior será a porosidade, a permeabilidade e a profundidade de carbonatação do concreto.

Átis (2004), estudando a relação entre carbonatação, resistência à compressão e porosidade conclui que quanto menor a porosidade, maior a resistência e, consequentemente, menor a profundidade de carbonatação. Mas o aumento da porosidade resulta no aumento da profundidade de carbonatação para uma resistência à compressão constante, ou seja, a resistência mecânica não é parâmetro único para o controle da carbonatação. Portanto a permeabilidade e a interconexão de poros devem ser consideradas ao avaliar a carbonatação em diferentes concretos (Figura 2.7).

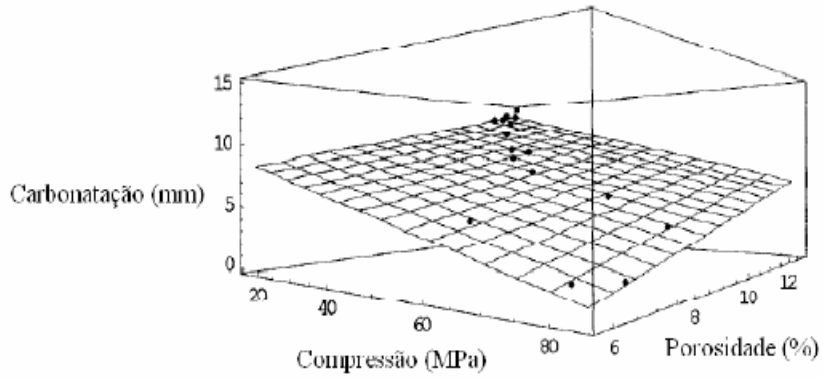


Figura 2.7 – Gráfico tridimensional da relação entre profundidade de carbonatação, resistência mecânica e porosidade.
Fonte: Átis (2004).

Existem diversas formas de identificar a carbonatação do concreto. A mais prática e usual é realizar o teste com o preparado de fenolftaleina que, se aplicado sobre o meio, formará uma cor rósea indicando o meio básico, como se vê na Figura 2.8.

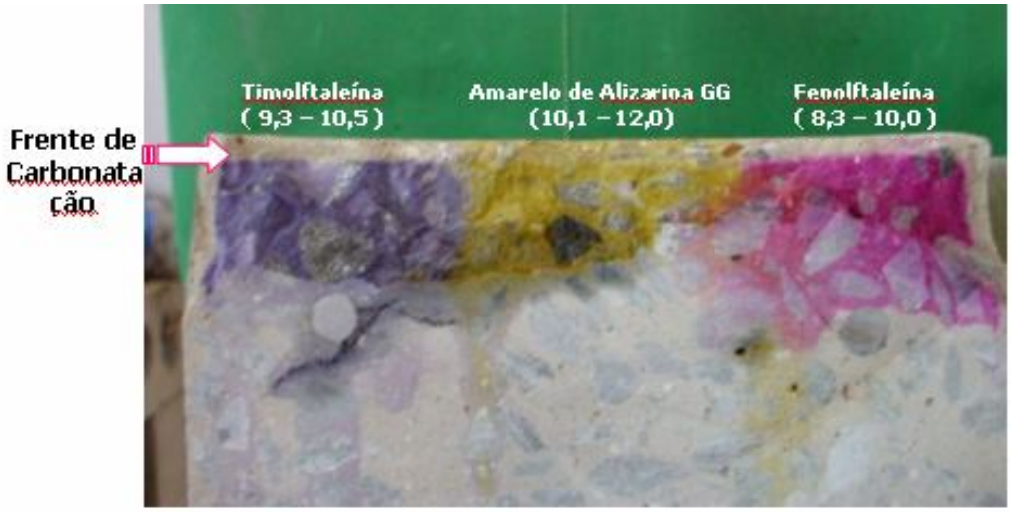


Figura 2.8 – Testes para verificação de pH.

Fonte: Átis (2004).

A Figura 2.9 mostra o grau de carbonatação em relação à umidade relativa do ar, onde se observa que quando a umidade é muito baixa decresce o nível de carbonatação. No entanto, quando a umidade está na faixa de 60 % a carbonatação se eleva ao máximo e só reduz perto da saturação de água nos poros e capilares do concreto, pois neste ponto os poros ficam fechados (CÁNOVAS, 1988).

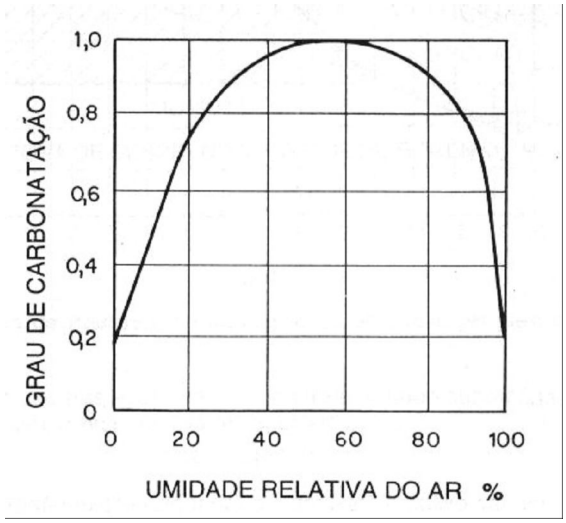


Figura 2.9 – Grau de carbonatação em relação à umidade do ar.

Fonte: (CÁNOVAS, 1988).

2.5 CONCENTRAÇÃO DE CO_2

Como se viu, durante o processo de carbonatação, o gás carbono (CO_2), é de fundamental importância no processo, e consequentemente na despassivação das armaduras e corrosão. Cabe aqui então, um estudo mais profundo, pois é um fator que interfere no processo e varia de região para região. O CO_2 está presente no meio ambiente, e a tendência é aumentar em função da queima de fósseis, aliado à redução da área de florestas. Segundo Da Silva (1998), a produção do CO_2 pela queima de fósseis, representa 78%, sendo distribuídos pelo uso nos transportes (24%), a geração de energia (24%), indústria (16%), comércio e usos domésticos (13%). Os outros 22 %, podem ser responsabilizados aos desmatamentos.

A concentração de CO_2 na atmosfera é o aspecto mais importante na análise da carbonatação do concreto. Segundo Baldasano, apud Da Silva (1998), a permanência do CO_2 na atmosfera dura entre 50 e 200 anos e existe uma tendência significativa de aumento desta concentração, conforme Figura 2.10.

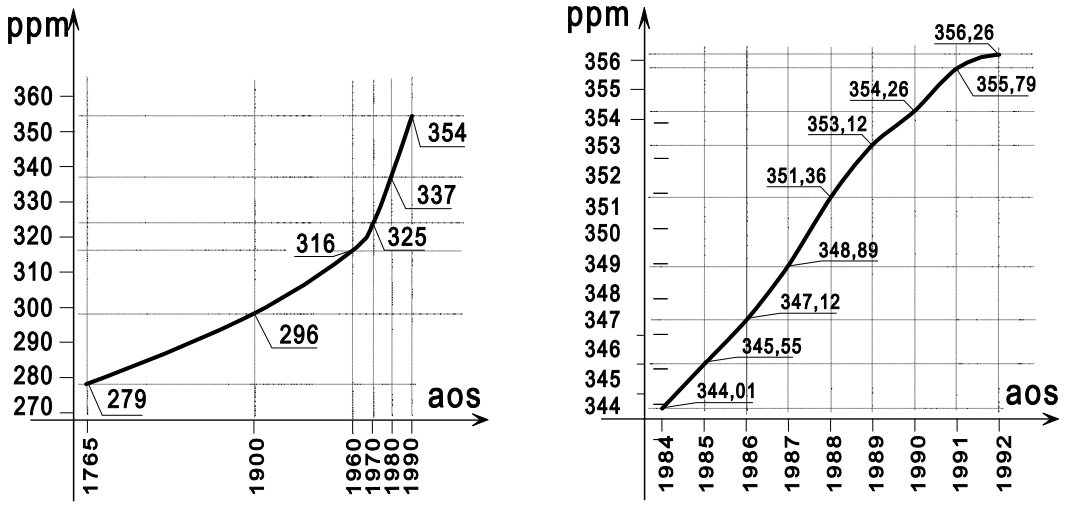


Figura 2.10 – (a) Evolução da concentração de CO_2 na atmosfera (b) Evolução da concentração média de CO_2 na atmosfera.
Fonte: (BALDASANO, apud DA SILVA, 1998)

Na Figura 2.10, ppm representa partes por milhão em volume. Observa-se que a média da concentração de dióxido de carbono mantém um crescimento quase linear com uma proporção de 1,54 ppm por ano. Os dados se referem a grandes centros urbanos.

Para Tuutti (1982), a concentração de CO_2 está entre 0,033 e 0,1%, sendo o primeiro para zonas rurais e o maior para áreas densamente povoadas, podendo chegar a 1% em casos especiais, como em silos de grãos. Bakker (1988) adota valores entre 600 e 1000 mg de CO_2 por m³ de ar, o que representa aproximadamente 0,0325 e 0,0542%, respectivamente. Papadakis et al (1992) apresentam que em atmosferas normais a concentração de CO_2 está entre 0,03 e 0,05%. Para Helene (1993) a concentração, em volume de CO_2 no ar pode variar de 0,03 a 0,05% em atmosferas rurais e de 0,1 a 1,2% em locais de tráfego pesado. Em certos ambientes e atmosferas viciadas, tais como silos de certos materiais a granel, a concentração de CO_2 no ar pode atingir até 1,8% (HELENE, 1993).

Normalmente, esses dados se referem a parte externa das estruturas, sendo que em seu interior, a tendência é aumentar, em função da baixa circulação de ar nesses ambientes. Isso pode ser comprovado na Espanha, onde órgãos relacionados com a saúde e as condições de trabalho mostram que edifícios fechados, apresentam maior concentração de CO_2 do que a parte externa (DA SILVA, 1998).

Existe uma tendência de que algumas estruturas de concreto estarão expostas a níveis de dióxido de carbono de aproximadamente 0,2% (PARROTT, 1987). Generalizando, a concentração de CO_2 a médio prazo vai afetar significativamente no desempenho do concreto frente à carbonatação. Para Parrott (1987), esse fato implicará em um aumento da profundidade de carbonatação em aproximadamente duas vezes e meia, baseando-se nas formulações existentes.

Um dos maiores complicadores para se determinar a vida útil de uma estrutura, se esbarra exatamente nesse dado, pois não são tão comuns estações de medições do CO_2, como existem para medições de temperatura e umidade relativa do ar.

Do levantamento de dados da concentração de CO_2 obtidos no interior de 12 edifícios da cidade de Barcelona entre os anos de 1992 e 1997, pela Generalitat de Catalunya apud Da Silva (1998), após a compilação dos mesmos, Da Silva (1998) apresenta a média de 892,5 ppm, sendo o desvio-padrão de 230,9 ppm com um coeficiente de variação de 0,26. Em função da semelhança e por ser no interior dos edifícios, estes dados serão utilizados posteriormente para a estimativa da vida útil que será detalhada a seguir.

Após o estudo dos conceitos que afetam a durabilidade do concreto passa-se a estudar, no próximo capítulo, a influência e o efeito que estes causam a vida útil de uma estrutura.

CAPÍTULO 3
VIDA ÚTIL NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No texto da ABNT NBR 6118:2003 a vida útil está definida como o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e construtor.

O conceito de vida útil da ABNT NBR 6118:2003 aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes da estrutura podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

As definições de vida útil variam em termos literais nas normas e recomendações, mas são mantidos os aspectos técnicos, uma delas é aquela durante a qual a estrutura conserva todas as características mínimas de funcionalidade, resistência e aspectos externos exigíveis.

Como exemplo o CEB (1993) define: "as estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e operadas de tal forma que, sob condições ambientais esperadas, elas mantenham sua segurança, funcionalidade e aparência aceitáveis durante um período de tempo, implícito ou explícito, sem requerer altos custos para manutenção e reparo".

Segundo Da Silva (1999), a vida útil apesar de diversos conceitos e estudos, é de difícil determinação, devido aos diversos fatores envolvidos e da aleatoriedade dos fenômenos. Dentro desse contexto, a previsão da vida útil das estruturas de concreto não pode ser considerada de uma maneira simplista, pois existem diversos fatores intervenientes nos

processos de degradação. Para avaliação da durabilidade das estruturas de concreto é fundamental o conhecimento das características do concreto, que depende da espessura e da qualidade do concreto do cobrimento, da natureza e da distribuição de poros existentes nesse material, devido a sua influência nos mecanismos de transporte de substâncias no concreto.

O gráfico da Figura 2.16 mostra teoricamente que uma mesma vida útil pode ser alcançada por diferentes relações de cobrimento/resistência do concreto frente à carbonatação (HELENE, 2004).

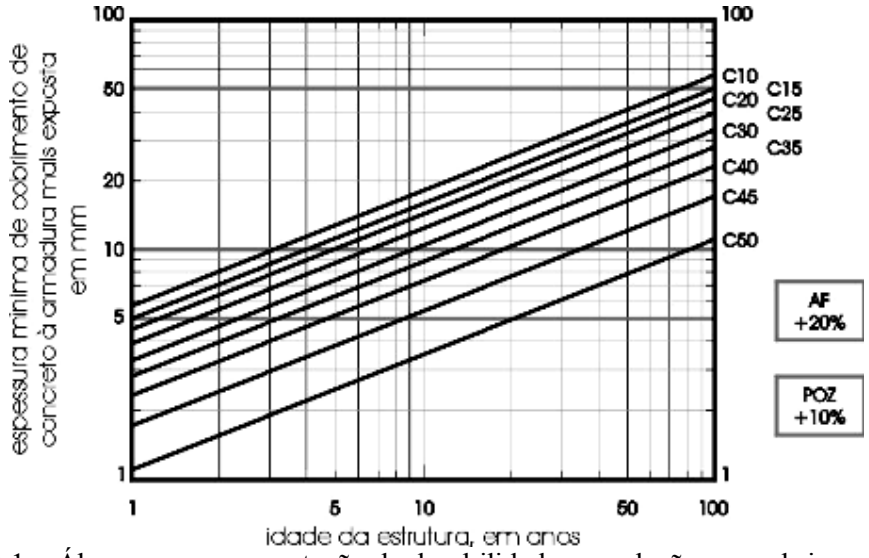


Figura 3.1 – Ábaco para representação da durabilidade em relação aos cobrimentos dos concretos (de C10 a C50) expostos a carbonatação.
Fonte: (HELENE, 2004).

No ábaco da Figura 3.1, Helene (2004), estipula que a classe de concreto de C10 a C20 como efêmera, C25 a C30 como normal e de C35 a C45 como resistente. Para cimento tipo AF (cimento Portland Alto Forno) deve-se acrescentar em 20% nas espessuras mínimas características de cobrimento do concreto e em 10% para o tipo POZ (cimento Portland com Pozolana).

Além disso, é necessário conhecer as condições ambientais, visto que estas definem o grau de agressividade que a estrutura estará sujeita. A interação do concreto com o meio ambiente ocorre em função de suas características físicas, como a porosidade, a absorção e a permeabilidade, e de suas características químicas, que dependem principalmente da

composição do cimento e adições, as quais permitirão uma maior ou menor capacidade de interação com os agentes agressivos presentes no meio ambiente.

Dentre estes possíveis critérios, pode-se citar o grau de fissuração do concreto, a perda de aderência entre a armadura e o concreto e a queda da capacidade estrutural, em virtude da perda de seção da armadura devido à corrosão da mesma. Segundo Mehta e Monteiro (2008), uma longa vida útil é considerada sinônimo de durabilidade.

Segundo Helene (1993), a vida útil das estruturas, pode ser dividida em pelo menos três situações: vida útil de projeto, vida útil de serviço ou de utilização e ainda a vida útil total. A Figura 3.2 apresenta o modelo de vida útil proposto por Helene (1993).

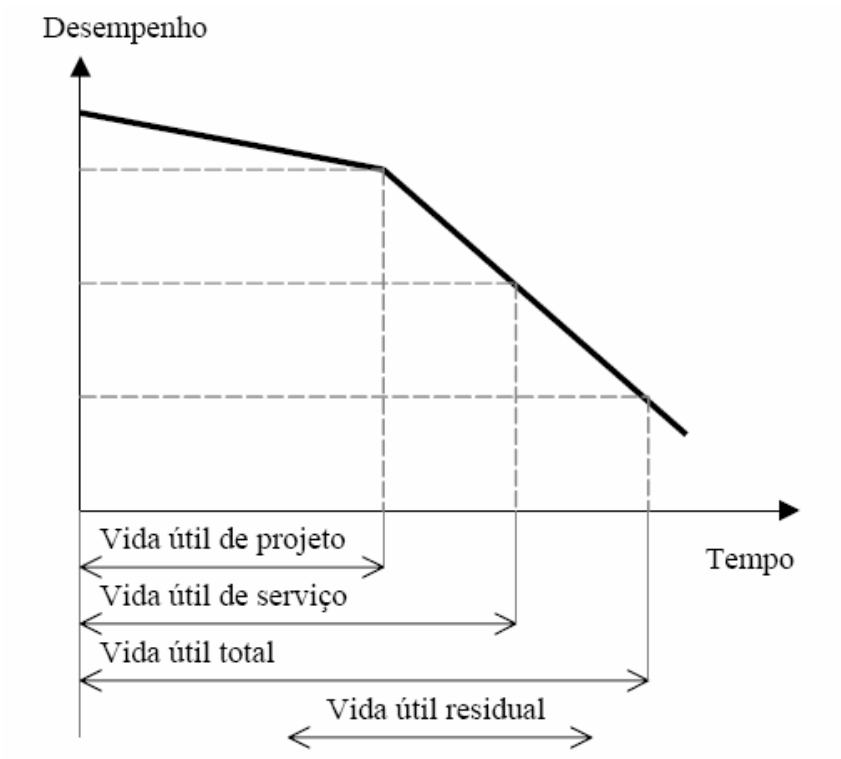


Figura 3.2 – Modelo de vida útil de Helene.

Fonte: (HELENE, 1993).

A vida útil de projeto corresponde ao tempo que vai até a despassivação da armadura, também chamado de período de iniciação. Normalmente corresponde ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura. O fato da região carbonatada ou de certo nível de cloretos atingirem a armadura e

teoricamente despassivá-la, não significa que necessariamente, a partir desse momento, haverá corrosão importante. Esse período de tempo, no entanto, é o período que deve ser adotado no projeto de estrutura, a favor da segurança (Helene, 1993).

A vida útil de serviço ou de utilização corresponde ao período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento. Esta vida útil é muito variável de caso para caso, pois em certas estruturas não se admitem determinados tipos de manifestações, como manchas de corrosão ou fissuras, e em outras elas só serão levadas em consideração quando chegam a níveis que possam comprometer a funcionalidade ou segurança das estruturas (HELENE, 1993).

A terceira situação, denominada de vida útil total, corresponde ao período de tempo até a ruptura e o colapso parcial ou total da estrutura. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da secção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência entre a armadura e o concreto (HELENE, 1993). O autor também introduz o conceito de vida útil residual, que corresponde ao período de tempo que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado após uma vistoria e/ou possível intervenção na mesma.

Helene (1997) cita que o estudo da durabilidade evoluiu principalmente devido ao maior conhecimento dos mecanismos de transporte de fluido em meios porosos, permitindo associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos, assim, a avaliação da vida útil passou a ser em número de anos, e não em critérios qualitativos de adequação da estrutura a certo grau de exposição.

A grande incidência de casos de obras deterioradas tem, inclusive, levado ao aprofundamento das normas nos aspectos relacionados à durabilidade e a vida útil das estruturas. A previsão da vida útil das estruturas está sendo objeto de investigações devido aos seguintes fatores:

a) aumento do emprego do concreto em ambientes agressivos (como pontes e estruturas off-shore);

b) elevados custos de construção e manutenção das estruturas;

c) desenvolvimento contínuo de concretos com características diferenciadas (alto desempenho, coloridos, entre outros) e materiais de recuperação, não estando disponíveis dados relacionados ao seu desempenho, devido ao seu curto período de exposição nas condições de utilização.

Tanto na academia brasileira como na internacional, existem várias pesquisas relativas à durabilidade do concreto e a seus fenômenos deteriorantes. Incluem-se nesse campo os trabalhos dos pesquisadores Helene (1993), Barbudo(1992), Parrott (1987), Tuutti (1982), Nepomuceno (1992) e Da Silva (1998). É extremamente importante o conhecimento das características e dos fatores que influenciam nos processos de deterioração, obtidos através de pesquisas realizadas em laboratório e avaliações em edificações existentes, permitindo contribuir com dados para subsidiar os projetos estruturais. Existe, entretanto, uma grande dificuldade na previsão da vida útil das estruturas, considerando que os diferentes elementos estruturais de um mesmo edifício, as condições de exposição da estrutura, as condições climáticas e as características dos materiais influenciam diretamente neste aspecto.

3.2 CONSIDERAÇÃO SOBRE A VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Os modelos que tentam prever a vida útil de uma estrutura atingida por um determinado mecanismo de degradação, devem fornecer ao projetista, informações suficientes para avaliar as mudanças que ocorrem ao longo do tempo, levando-se em consideração as características do ambiente onde a estrutura estará inserida.

Em relação aos eventos que podem causar a queda de desempenho de uma construção, Van Der Toorn apud Andrade (2005) apresenta alguns modelos genéricos de processos de degradação, de acordo com a forma e a intensidade de ocorrência, conforme mostrado na Figura 3.3.

Modelos genéricos de processos de degradação

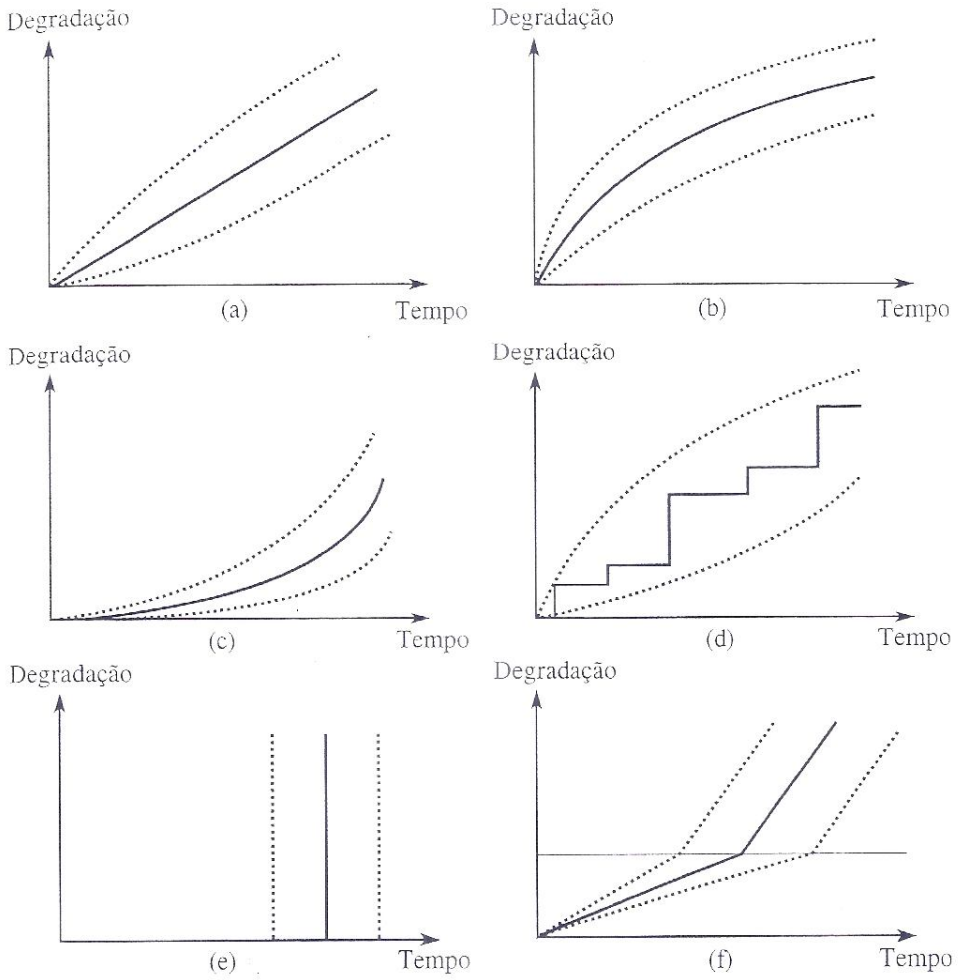


Figura 3.3 – Modelos genéricos de processos de degradação.

Fonte: Van Der Toom (1994) apud Andrade (2005).

O processo linear no tempo (a) apresenta uma crescente incerteza, já que em alguns casos o processo corrosivo pode apresentar tal configuração.

Já a penetração de cloretos e do CO_2 pode ser modelada com a raiz quadrada do tempo ou com uma função erro (b).

O processo tende a acelerar com o tempo, segundo uma curva exponencial (c) para o caso de fadiga, a degradação é causada pelo efeito acumulativo das cargas.

As colisões são geralmente representadas não por um processo contínuo, mas em etapas (d), representando o efeito de cargas extremas.

Há ainda um caso particular (e), em que um carregamento não previsto em projeto consegue levar a estrutura ao colapso de forma súbita.

Finalmente, existe um modelo (f) cujo fundamento pode ser enquadrado na teoria de Tuutti (1982) que estabeleceu um modelo qualitativo para a degradação ocasionada pela corrosão de armaduras.

Nessa concepção, o processo de degradação é dividido em dois estágios: o estágio de *iniciação*, em que ocorre a penetração dos agentes agressivos para o interior do concreto, sem causar danos efetivos ao elemento estrutural; e o estágio de *propagação*, em que as primeiras manifestações do dano começam a ser evidenciadas na estrutura de concreto.

Contudo, vale salientar, que o princípio básico desse modelo é genérico, e isto sugere sua aplicação para outros processos de degradação, como:

- Ataque por sulfatos;
- Reação álcali-agregado;
- Ações mecânicas.

Deve-se salientar que a vida útil de uma estrutura depende do desempenho dos elementos estruturais, como juntas, aparelhos de apoio, instalações, drenos, entre outros. Esses elementos normalmente possuem uma vida útil menor que a do concreto, levando à necessidade do estabelecimento de um programa adequado de manutenção, a fim de que não prejudiquem a estrutura como um todo.

3.3 MODELOS PARA ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.

De acordo com o texto de Clifton (1991), existem alguns métodos que podem ser empregados para a previsão da vida útil das estruturas de concreto. Os mesmos princípios foram empregados por Helene (1997), Da Silva (1998) e outros autores.

Os trabalhos existentes sobre o tema podem ser classificados segundo vários aspectos. Uma forma de definir os grupos é em função da forma de determinação da vida útil. Neste aspecto eles podem ser agrupados em métodos determinísticos e probabilísticos.

3.3.1 Modelo determinístico

Dentre o grupo determinístico, pode-se referenciar entre vários, três importantes trabalhos, de Tuutti (1982). Andrade et al. (1985) e de Helene (1993), todos voltados para a vida útil em função da corrosão das armaduras.

O modelo de vida útil, com uma grande aceitação, foi proposto por Tuutti (1982). Neste modelo, a vida útil está dividida em dois períodos: de iniciação, relativo a penetração dos cloretos ou do CO_2, ou seja, dos agentes agressivos, até despassivar e começar a corrosão das armaduras e o segundo, de propagação, que é a corrosão ativa até que esta atinja um limite definido. Outros pesquisadores desenvolveram estudos, ainda que, estes diferem pouco entre si, sobre a estimativa de vida útil relativa a corrosão das armaduras considerando os dois períodos. Os critérios mais empregados são a despassivação, a fissuração por produtos de corrosão, certa perda de seção das armaduras, ou a perda de capacidade resistente.

A outra importante contribuição, proposta por Helene (1993), desenvolvida em função dos vários critérios que se pode adotar para definir a vida útil, sugere considerar quatro possibilidades: vida útil de projeto, de serviço ou utilização, total e residual.

Tal tipo de abordagem baseia-se nos mecanismos de transporte de gases, massa e íons através dos poros do concreto. De acordo com Helene (1997), os principais mecanismos de transporte envolvidos no período de iniciação são:

- Permeabilidade;
- Absorção capilar;
- Difusão de gases e íons;
- Migração de íons.

Na etapa de propagação podem ser aplicadas considerações relativas aos mecanismos de perda de massa no aço; mecanismos de difusão da ferrugem e consideração das equações de resistência dos materiais.

Nessa abordagem considera-se tanto a qualidade do concreto, traduzida pelos parâmetros relacionados ao transporte de gases, íons e líquidos através da sua rede de poros, quanto o percurso que o agente agressivo deve percorrer até atingir a armadura em concentrações e quantidades suficientes para deteriorar a estrutura (HELENE, 1997).

Deve-se deixar claro que, ao se empregar tal tipo de abordagem, não se considera a variabilidade das características do concreto e das considerações ambientais nos modelos de previsão.

Uma parte dos esforços realizados atualmente está sendo direcionada para a modelagem dos fatores que influenciam na corrosão das armaduras, por ser a manifestação patológica mais incidente e por apresentar uma evolução que compromete a segurança estrutural.

Desta forma, os modelos apresentados nos próximos itens são relacionados ao fenômeno corrosivo.

1. Modelo da Raiz Quadrada do Tempo
2. Solução da Segunda Lei de Fick
3. Modelo de Andrade et al. (1989)
4. Modelo do CEB (1997)
5. Modelo proposto Pelo DURACRETE (1999)
6. Modelo de Andrade (2001)

3.3.1.1 Modelo da raiz quadrada de tempo

Um dos modelos empregados para representar a penetração do CO_2 através da rede de poros do concreto é denominado de modelo da raiz quadrada do tempo, que é uma simplificação da Primeira Lei de Fick.

Foi inicialmente apresentado no Japão por Uchida e Hamada, citados por Richardson apud Andrade (2005), sendo representado através da Equação 3.1.

$$x = k\sqrt{t} \tag{3.1}$$

onde:

x = profundidade de carbonatação.
K = coeficiente de carbonatação (cm²/ano);
t = tempo (anos).

O valor de k depende da difusividade, da reserva alcalina, da concentração de CO_2 no ambiente, das condições de exposição da estrutura, entre outros fatores.

Assim, para estruturas a serem construídas, não há a possibilidade de determinar o valor de k, pois este depende de uma série de parâmetros que não estão disponíveis para o engenheiro no momento da concepção das estruturas.

Por isso, emprega-se a equação para se tentar prever a frente de carbonatação em estruturas existentes.

3.3.1.2 Solução da segunda Lei de Fick

Em 1822, Fourier formulou uma equação para prever a condução de calor nos materiais. Contudo, a formulação apresentada só foi empregada pela primeira vez para modelar a difusão em materiais porosos em 1855 por Fick, quando foi apresentada a Segunda Lei de Difusão (CRANK, 1975) conforme Equação 3.2.

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D\frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} \tag{3.2}$$

Empregando-se a transformada de Laplace, pode-se deduzir a solução da equação, sendo representada pela Equação 3.3.

$$C(x,t) = C_s\left[1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{tD}}\right)\right] \tag{3.3}$$

onde:

C(x,t) = Concentração de cloretos na profundidade x a partir da superfície do concreto em um dado tempo t(%);
Cs = concentração superficial de cloretos (admitida como sendo constante) (%);
x = profundidade (cm);
D = coeficiente de difusão de cloretos (admitido como sendo constante) (cm²/ano);
t = tempo (anos);
erf = função de erro de Gauss.

A aplicação efetiva da solução da Segunda Lei de Fick para avaliar a penetração de cloretos no concreto foi apresentada por Collepardi apud Andrade (2005).

Contudo, como o artigo foi escrito primeiramente em italiano, levou dois anos até o mesmo ser conhecido pela comunidade científica internacional, através de Collepardi et al. apud Andrade (2005).

Em tal artigo os autores já ressaltavam que, em função das dificuldades relacionadas à determinação dos coeficientes de difusão e da concentração superficial de cloretos, tais parâmetros seriam considerados como constantes.

O tempo para despassivação das armaduras pode ser calculado através da Equação 3.4.

$$t = \frac{x^2}{4D}\left[erf^{-1}\left(\frac{C_s - C_{cr}}{C_s}\right)\right]^{-2} \tag{3.4}$$

onde:
C_{cr} = concentração crítica de cloretos nas proximidades da armadura (%);
erf^{1} = função inversa de erro de Gauss.

Atualmente não existe um consenso a respeito do teor crítico de cloretos necessários para que haja a despassivação das armaduras (Ccr), pois o teor crítico depende do tipo e do teor de cimento empregado, da presença de aditivos, do teor de umidade do ambiente, se o elemento é de concreto armado ou protendido, entre outros fatores.

De acordo com o CEB (1992), se o concreto não estiver carbonatado, um teor de cloretos igual a 0,4% em relação à massa de cimento (para um consumo de cimento igual a 300 kg/m3) pode ser considerado como um limite adequado para a concentração crítica de cloretos.

Certas condições de contorno foram estabelecidas para a aplicação da equação, tais como:

a) Admite-se que o concreto é um material homogêneo e isotrópico;

b) Considera-se que o único mecanismo de transporte atuante é a difusão;

c) Admite-se que não ocorrem interações entre os cloretos e os componentes do concreto no momento da penetração;

d) O meio considerado é infinito;

e) Tanto o coeficiente de difusão quanto a concentração superficial e cloretos são constantes ao longo do tempo, isto é, o coeficiente de difusão é completamente independente da concentração superficial.

Entretanto, certas premissas não refletem de forma adequada o comportamento da penetração de íons no concreto. Os fenômenos de transporte relativos à absorção e à difusão podem estar atuando simultaneamente, em especial nas estruturas inseridas em meio ambiente marinho.

Assim, a equação deve se restringir à comparação de concretos através de ensaios normalizados e à determinação dos valores da concentração superficial e do coeficiente de difusão de cloretos em um dado tempo *t* através de ajustes.

$$C(x,t) = C_s\left[1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{tD}}\right)\right] \tag{3.5}$$

Quando uma estrutura é construída, os cloretos penetram com certa facilidade através do cobrimento do concreto.

Durante os primeiros anos, há um aumento da concentração superficial de cloretos e um decréscimo do coeficiente de difusão, devido tanto à hidratação do cimento quanto aos cloretos que penetraram.

Logo após, a camada superficial do concreto pode carbonatar ou estar sujeita aos ciclos de molhagem e secagem, acarretando uma mudança no mecanismo de penetração dos cloretos.

Dessa forma, para a determinação da vida útil de uma estrutura, é necessário o desenvolvimento de modelos que contemplem os seguintes aspectos:

a) O período de absorção;

b) A variação do coeficiente de difusão e da concentração superficial no tempo;

c) A dependência do coeficiente de difusão com a concentração superficial;

d) A influência do tipo de cimento no coeficiente de difusão de cloretos.

3.3.1.3 Modelo de Andrade et al. (1989)

Os modelos anteriormente apresentados estão relacionados ao período de iniciação do processo corrosivo.

Para estruturas que se encontram no período de propagação, é preciso determinar o tempo necessário para que atinjam o seu estado limite último, ou seja, a sua vida útil residual.

De uma forma simplificada, o cálculo da vida útil residual pode ser realizado considerando-se os seguintes passos (BORGES et al., 1998)

a) Inspeção da estrutura, classificando os danos mediante observações no local com a retirada de amostras para análises;

b) Quantificação dos danos existentes;

c) Estabelecimento dos níveis de risco e da urgência das atividades de intervenção;

d) Seleção do método de recuperação mais indicado.

Uma forma de se prever a vida útil residual é através da determinação da velocidade de corrosão, da perda de seção da armadura e do nível de fissuração observado na estrutura.

Dentro dessa concepção, Andrade et al. (1989) propuseram um modelo que relaciona a perda da seção da armadura ao longo do tempo de acordo com a Equação 3.6.

$$\Phi(t) = \Phi_i - 0{,}023.I_{corr}.t \tag{3.6}$$

onde:

$\Phi(t)$ = diâmetro da armadura em um determinado tempo t (mm);

Φ_i = diâmetro inicial da armadura (mm);

Icorr = Intensidade de corrosão (µm²/ano);

0,023 = fator de conversão (de µA/cm² para µm²/ano)

No caso de fissuração ocasionada pela formação de óxidos, valores entre 10 e 50 µm de penetração desses materiais produzem fissuras com aberturas de 0,05 mm, admitindo uma relação cobrimento/diâmetro das armaduras entre 20 e 30 (BORGES et al., 1998).

Assim, com a definição do modelo para representar um determinado fenômeno (iniciação por carbonatação ou cloretos) e com o estabelecimento da vida útil requerida, pode-se empregar os conceitos probabilísticos para a previsão da vida útil.

3.3.1.4 Modelo do CEB (1997)

A formulação proposta pelo CEB (1997) leva em consideração os ciclos de molhagem e secagem do concreto e o fato de que a difusão do CO_2 tende a zero em ambientes secos.

O modelo final é representado pela Equação 3.7.

$$x = \sqrt{2.k_1.k_2.k_3.\Delta c}.\sqrt{\frac{D_{nom}}{a}.t}.\left(\frac{t_0}{t}\right)^n \tag{3.7}$$

onde:

x = profundidade de carbonatação.

Dnom = coeficiente de difusão considerando o concreto sem CO_2, em um ambiente definido (T=20ºC; UR=65%);

a = quantidade de CO_2 necessária para carbonatação completa;

Δc = diferença de concentração de CO_2 na frente de carbonatação e o ar;

K1 = parâmetro que considera as condições climáticas;

K2 = parâmetro que considera as condições de cura do concreto;

K3 = parâmetro que considera o efeito da variação local da relação a/c;

= parâmetro que considera as condições microclimáticas;

n n=0 para ambientes internos;

n≤0,3 para ambientes externos.

t_0 = período da primeira exposição ao CO_2

t = tempo

3.3.1.5 Modelo proposto Por DURACRETE (1999)

O modelo apresentado pelo DURACRETE (1999) para prever a penetração de cloretos é baseado na solução da Segunda Lei de Fick conforme Equação 3.8.

$$C(x,t) = C_s\left[1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{tD}}\right)\right] \tag{3.8}$$

Na formulação proposta, admite-se a variação do coeficiente de difusão (D) em função do tempo, de acordo com a Equação 3.9.

$$D(t) = D_0\left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha} \tag{3.9}$$

onde:

D (t) = variação do coeficiente de difusão em função do tempo.
Do = coeficiente de difusão no tempo to (m²/s);
to = tempo inicial (geralmente 28 dias);
α = expoente que representa a capacidade do concreto de aumentar a resistência à penetração de cloretos no tempo, sendo obtido através de ajustes experimentais (análise de regressão).

A variação do teor de cloreto em função do tempo é representada através da Equação 3.10.

$$x(t) = 2.erf^{-1}\left(1 - \frac{C_{cr}}{C_s}\right).\sqrt{k_t.D_{RCM,0}.k_e.k_c.\left(\frac{t_0}{t}\right)^{\alpha}.t} \tag{3.10}$$

onde:

x (t) = espessura de cobrimento do concreto em função do tempo;
C (t) = teor de cloretos no concreto em função do tempo;
Ccr = Concentração crítica de cloretos;
Cs = concentração superficial de cloretos
$D_{RCM,0}$ = coeficiente de migração de cloretos medido no tempo to;
Kt = coeficiente que leva em consideração a influência do ensaio no valor do coeficiente efetivo de difusão da idade to;
Ke = coeficiente que leva em consideração a influência do ambiente no valor do coeficiente efetivo de difusão da idade to;
Kc = coeficiente que leva em consideração a influência das condições de cura no valor do coeficiente efetivo de difusão da idade to;
t = período de exposição;
to = tempo inicial;
α = coeficiente referente à idade;
Erf^{-1} = inversa da função de erro de Gauss

O parâmetro Kt é empregado para converter os resultados obtidos através do teste de migração no valor do coeficiente efetivo de difusão (D_0), de acordo com a Equação 3.11.

$$D_0 = D_{RCM,0} . k_t \tag{3.11}$$

onde:

$D_{RCM,0}$ = coeficiente de migração de cloretos medido no tempo to;

Kt = coeficiente que leva em consideração a influência do ensaio no valor do coeficiente efetivo de difusão da idade to;

Gehlen e Schiessl apud Andrade (2005), empregaram tais formulações no projeto do Western-Scheldt Tunnel, na Escandinávia.

A difusividade foi determinada inicialmente através do ensaio de migração de cloretos, na idade de referência de 28 dias (t_0).

Este parâmetro foi convertido para o coeficiente de difusão (D_0) para um determinado nível de cura e características ambientais, em que foram empregados os valores 0,85, 1,0 e 1,0 para os parâmetros kt, ke e kc, respectivamente, enquanto que para o coeficiente α empregou-se o valor de 0,6.

3.3.1.6 Modelo de Andrade (2001)

Conforme observado nos itens precedentes, certos modelos apresentados envolvem complexidades matemáticas no momento da sua resolução (como o emprego de funções de erro, por exemplo), obtenção de constantes que dependem de ajustes experimentais, entre outros pontos.

Tais informações e/ou ferramentas nem sempre estão à disposição do engenheiro responsável no momento de projetar uma estrutura de concreto.

A fim de contribuir para o desenvolvimento de uma formulação aplicável na prática, Andrade (2001) desenvolveu um modelo matemático para representar a penetração da frente de cloretos no concreto, admitindo que o teor crítico para despassivação é igual a 0,4% de cloretos em relação à massa de cimento.

Para tanto, foi considerado que tal fenômeno depende basicamente das características relacionadas ao material e ao meio ambiente, cujos parâmetros que influenciam no transporte de cloretos estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Parâmetros que influenciam na penetração de cloretos

Característica do concreto	**Símbolo**	**Unidade**
Resistência à compressão	f_{ck}	MPa
Tipo de cimento	K_1	-
Tipo de adição	K_2	-
Quantidade de adição	Ad	%
Características ambientais		
Temperatura média (ºC)	T	°C
Umidade relativa (%)	UR	%
Concentração de cloretos (%) em relação à massa de cimento	Cl	%

Fonte: Andrade (2005).

A penetração de cloretos é proporcional à temperatura, umidade relativa e concentração externa de cloretos, sendo inversamente proporcional à resistência à compressão do concreto, ao tipo de cimento e ao tipo e à quantidade de adições minerais.

Assim, empregando esse princípio e considerando que existe um efeito multiplicativo entre as variáveis básicas, a forma geral do modelo pode ser representada pela Equação 3.12.

$$y_{0,4\%} = K_0 . \frac{UR^{b_1}.T^{b_2}.Cl^{b_3}}{K_1.f_{ck}{}^{b_4}.K_2.(1+Ad)^{b_5}}.t^{b_6} \tag{3.12}$$

onde:
Ko = constante geral;
b_1 a b_6 = coeficiente das variáveis.

Através da realização de um experimento em grupos focalizados (*Focus Group*) e sua posterior análise através de regressão não linear, obteve-se o modelo final representado pela Equação 3.13.

$$y_{0,4\%} = 7,35.\frac{UR^{0,7}.T^{0,1}.Cl^{0,7}}{K_1.f_{ck}\ .K_2.(1+Ad)^{0,2}}.\sqrt{t} \tag{3.13}$$

onde:
$y_{0,4\%}$ = posição da concentração crítica de cloretos (Ccr=0,4%) a partir da superfície do concreto (mm);

UR = Umidade ambiental (%);
T = temperatura ambiental (ºC);
Cl = concentração superficial de cloretos (%);
K_1 = fator que varia em função do tipo de cimento (Tabel 3.2);
f_{ck} = resistência à compressão (28 dias) (MPA);
K_2 = fator que leva em consideração o tipo de adição empregada no concreto (Tabela 3.3);
Ad = quantidade de adição empregada no concreto (%); e
t = tempo (anos).

Tabela 3.2 – Valores de K1 em função do tipo de cimento

K_1	Tipo de cimento
0,98	CP II – E
1	CP II – F
1,05	CP II – Z
1,21	CP III – AF
1,17	CP IV Poz
0,95	CP V ARI

Fonte: Andrade (2005).

Tabela 3.3 – Valores de K2 em função do tipo de adição:

K_2	Tipo de adição
1	Sílica ativa
0,97	Metacaulim
0,76	Cinza de casca de arroz

Fonte: Andrade (2005).

Ao se compararem os resultados fornecidos pelo modelo com dados reais obtidos através de análises em uma estrutura, verificou-se a apresentação de níveis de resposta similares à penetração de cloretos medida *in situ*.

Diferenças encontradas podem ser atribuídas a determinados fatores, principalmente às variabilidades existentes nas características do concreto, nas condições ambientais e no processo de extração de amostras e análise dos resultados (ANDRADE, 2001).

Tabela 3.4 – Variáveis consideradas nos modelos estudados:

Variável	Representação	Modelo	
		Teórico	Experimental
		Solução da função de erro	Modelo desenvolvido
Tempo	t	Sim	Sim
Umidade	UR	Não	Sim
Temperatura	T	Não	Sim
Concentração de cloretos	Cl	Sim	Sim
Tipo de cimento	K_1	f(D)	Sim
Resistência à compressão	f_{ck}	f(D)	Sim
Tipo de adição	K_2	f(D)	Sim
Teor de adição	Ad	f(D)	Sim
Coeficiente de difusão	D	Sim	$f(k_1,f_{ck},k_2,Ad)$

Fonte: Andrade (2005).

Observando-se a Tabela 3.4, podem ser realizadas as seguintes considerações:

a) O modelo teórico não considera explicitamente os efeitos da umidade relativa e da temperatura na penetração de cloretos, enquanto que o modelo desenvolvido considera;

b) O modelo teórico considera que o tipo de cimento, a resistência à compressão aos 28 dias, o tipo e o teor de adição são funções do coeficiente de difusão de cloretos, enquanto que o modelo desenvolvido estima o coeficiente de difusão através dessas mesmas variáveis;

c) O efeito do crescimento da concentração superficial de cloretos é desconsiderado no modelo representado pela função erro, enquanto que no modelo desenvolvido o crescimento da concentração de cloretos é considerado implicitamente na variação do tempo;

d) O modelo resultante é simples de ser aplicado na atividade de projeto das estruturas, em que os dados de entrada podem ser obtidos facilmente.

3.3.2 Modelo probabilístico

Observa-se que na Engenharia muitos problemas envolvem processos naturais e fenômenos que são inerentemente aleatórios, e que certas variáveis envolvidas nos mesmos não podem ser consideradas como constantes no tempo.

Desta forma, muitas decisões que são tomadas nas atividades de planejamento/projeto de empreendimentos de Engenharia são realizadas sob condições de incerteza.

Os efeitos dessas incertezas são importantes, onde se faz necessária uma adequada quantificação da aleatoriedade, bem como uma verificação dos seus efeitos dentro do processo como um todo.

No caso específico da previsão de vida útil de estruturas, os pesquisadores estão empregando as teorias da confiabilidade para predizer com uma maior margem de segurança como se comportará uma determinada estrutura, considerando a aleatoriedade tanto das características dos materiais empregados para a sua construção quanto das ações dos esforços e dos fatores ambientais durante uma determinada vida útil (ANDRADE, 2001).

Na abordagem probabilística, os principais pontos a considerar são:

a) A geometria da estrutura;

b) Os materiais utilizados na construção;

c) O ambiente no qual a estrutura está localizada;

d) A variabilidade dos parâmetros (ambientais e do concreto) envolvidos;

e) A qualidade da mão-de-obra de execução do concreto;

f) Os principais mecanismos de degradação, especialmente corrosão;

g) O planejamento das atividades de inspeção da estrutura.

Esse modelo pode ser representado pelo fluxograma da Figura 3.4:

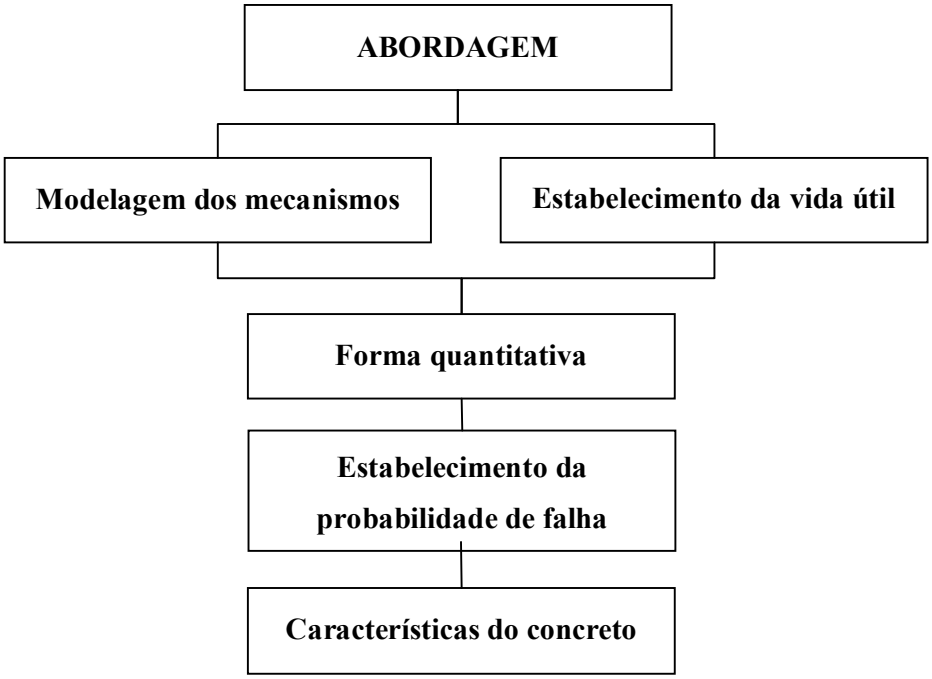


Figura 3.4 – Fluxograma simplificado para previsão de vida útil.

Fonte: (ANDRADE, 2005).

Um roteiro simplificado para a previsão da vida útil através da abordagem probabilística pode ser apresentado de acordo com as etapas apresentadas a seguir:

a) Em primeiro lugar, define-se qual a vida útil desejada para a estrutura. Essa definição é dada pelo proprietário, registrando-a na documentação técnica da obra. Além disso, o mesmo deve informar qual o sintoma que a construção deve apresentar ao longo do seu uso para que fique bem claro o final da vida útil da estrutura, de acordo com os critérios de desempenho desejados;

b) Logo após definida a vida útil para a estrutura, deve-se realizar uma avaliação ambiental, a fim de identificar os mecanismos de degradação relevantes. Esses mecanismos devem ser modelados matematicamente, levando em consideração a interdependência entre eles e as características do concreto;

c) Com a vida útil estabelecida, associada a um modelo que expresse o mecanismo de degradação preponderante, será realizada uma caracterização estatística das variáveis que

compõem o modelo matemático. Deve-se determinar a sua função densidade de probabilidade (normal, lognormal, Weibull, Gumbel, entre outras), o seu valor médio e a sua variabilidade, traduzida pelo desvio-padrão e/ou seu coeficiente de variação;

d) O próximo passo será o cálculo da probabilidade de falha – através de análises de confiabilidade – ao final da vida útil considerada, onde terão parâmetros para a determinação das características do concreto.

O conhecimento da vida útil de um dado elemento estrutural é incerto devido às variações de geometria, características dos materiais, modo de execução e meio ambiente.

Essas variações podem ser parcialmente avaliadas e controladas por ensaios e controle de qualidade nos vários estágios durante o período de utilização da estrutura, em que devem ser estabelecidas atividades de controle de qualidade de execução, manutenção periódica e estratégias de reparo.

Como exemplo, pode-se citar a espessura de cobrimento, que é uma variável que exerce uma influência importante na vida útil das estruturas de concreto.

Avaliações constataram que o cobrimento varia em função do nível do controle característico de cada empreendimento em particular.

Assim, torna-se importante estabelecer faixas de variações para o coeficiente de variação (COV) da espessura de cobrimento, a fim de categorizar os diversos níveis de controle de qualidade existentes na execução dos elementos de concreto armado.

Andrade (2003), após a realização de uma pesquisa bibliográfica, propôs classificar a variabilidade da espessura de cobrimento de acordo com os níveis de controle de execução dos elementos estruturais, conforme apresentado na Tabela 3.5 :

Tabela 3.5 – Cobrimentos em função do nível de controle:

Nível de controle	COV da espessura de cobrimento
Baixo	0,55
Alto	0,15

Fonte: Andrade (2003).

Devido à inexistência de estudos que possam definir claramente os limites entre os níveis de controle de execução do cobrimento existentes em uma estrutura, Andrade (2003) propôs as seguintes características qualitativas, apresentadas na Tabela 3.6 :

Tabela 3.6 – Características qualitativa em função do nível de controle:

Nível de controle	Características qualitativas
Baixo	• Inexistência de um plano de distribuição dos espaçadores em relação à área e/ou volume dos elementos estruturais; • Emprego de espaçadores inadequados (espessura variável, traço diferente do traço de concreto da estrutura); • Excesso de movimentação das fôrmas no momento da montagem, podendo levar a um deslocamento dos espaçadores; • Escoramento inadequado ou insuficiente; • Concreto lançado inadequadamente (altura excessiva)
Alto	• Existência de um plano adequado de distribuição dos espaçadores; • Emprego de espaçadores adequados; • Controle rigoroso do lançamento do concreto nas formas.

Fonte: Andrade (2003).

Um ponto importante na realização de uma análise probabilística está relacionado à definição do índice de confiabilidade (β) associado à uma probabilidade de falha (Pf).

Essa probabilidade de falha deve ser a menor possível, considerando os níveis de desempenho exigidos para a estrutura. Estes devem ser previamente especificados pelo projetista, a fim de separar claramente os limites entre os estados de falha e segurança estabelecidos.

Segundo o DURACRETE (1999), um estado limite é uma fronteira que separa os estados desejados de desempenho de uma estrutura. Os dois principais estados limites empregados nessa abordagem são:

a) ***Estados limites últimos***, que se referem aos eventos que apresentam conseqüências irreversíveis em uma estrutura: colapso, fratura, tombamento, deslizamento, entre outros, relacionados, em princípio, à perda de equilíbrio estático, sendo geralmente associados a prejuízos financeiros consideráveis e/ou perdas humanas;

b) ***Estados limites de serviço***, que estão relacionados a eventos que restringem a adequada utilização da estrutura. Este tipo de estado limite está relacionado ao conforto do usuário, à perda da funcionalidade, à estética e/ou à durabilidade da estrutura. Tal conceito pode ser quantificado de várias formas, como, por exemplo, um percentual máximo de área superficial que pode ser deteriorada. Nesse tipo de estado limite, os prejuízos de ordem econômica são restritos e as perdas humanas não são esperadas.

Vale salientar que as definições dos estados limites não se restringem apenas à corrosão das armaduras, mas também a outros fenômenos de degradação, como a ação gelo-degelo, o ataque por sulfatos, a reação álcali-agregado e os ataques químicos.

A aplicação efetiva de tal conceito foi realizada por Siemens et al. (1998) e pelo Duracrete (1999), que apresentaram alguns índices de confiabilidade extraídos do EUROCODE e dos Institutos e/ou Organismos normalizadores da Holanda, Suíça, Alemanha, Escandinávia e dos Estados Unidos, conforme consta na Tabela 3.7, das probabilidades de falha (Pf) associadas com diferentes exigências de desempenho.

Tabela 3.7 – Índice de confiabilidade para 50 anos:

Tipo de desempenho requerido	**Índice de confiabilidade (β) para um período de 50 anos**						**pf aproximado**
	EUROCODE	**Holanda**	**Suíça**	**Alemanha**	**Escandinávia**	**EUA**	
Estados limites últimos	3,8	3,6	4	4,7	4,2	3	10^{-4}
Estados limites de serviço	1,5	1,8	-	-	-	-	10^{-2}

Fonte: Andrade (2003).

Pode-se observar que existe uma definição dos estados limites últimos, pois estão diretamente relacionados com a probabilidade de ruína de um sistema estrutural.

Já para o caso dos estados limite de serviço, observa-se a inexistência de pesquisas que definam os índices de confiabilidade desejados para tal nível de desempenho,

principalmente em função da diversidade de formas de degradação existente e da dificuldade em se definir tal estado limite para cada estrutura em particular.

Helene (1997) cita que a definição dos estados limites últimos ou de serviço devem levar em consideração os fenômenos e mecanismos de deterioração de uma estrutura.

Dentro desse escopo, há de se considerar a observação de estruturas com danos da mesma natureza e os custos associados a uma intervenção corretiva.

Baseando-se nessa abordagem relacionada à atividade de projeto das estruturas de concreto armado com vistas à sua durabilidade, procurou-se empregar tais premissas na determinação do tempo necessário para que ocorra a despassivação das armaduras considerando a ação dos íons cloreto.

Nesse conceito, a relação existente entre a aplicação dos princípios da confiabilidade e o fenômeno de penetração de cloretos no concreto pode ser representada graficamente através da Figura 3.5 .

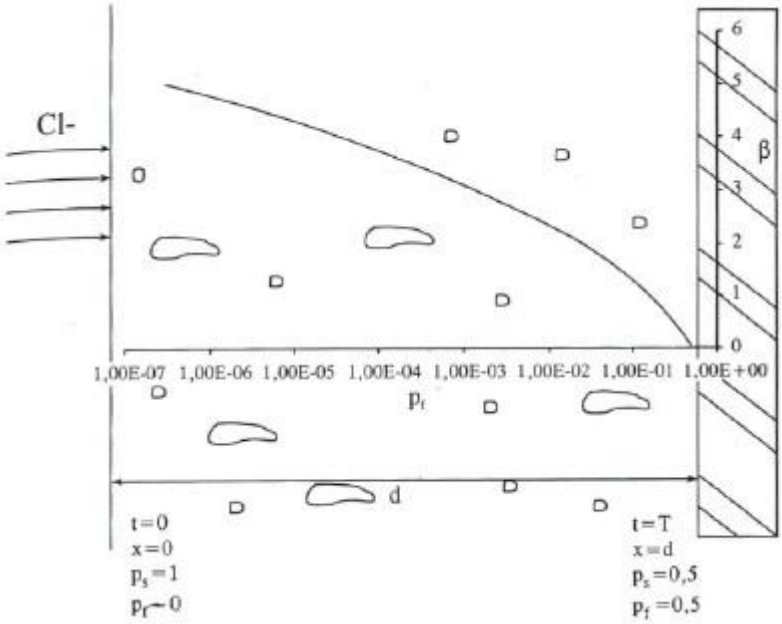


Figura 3.5 – Representação gráfica da relação existente entre o índice de confiabilidade (β), a probabilidade de falha (P_f) e a penetração de cloretos para o interior do concreto.
Fonte: Andrade (2001).

CAPÍTULO 4
INSPEÇÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

4.1 INTRODUÇÃO

Em função da complexidade dos mecanismos de deterioração do concreto e do aço, da estrutura em geral, existe uma procura por entender os fenômenos de degradação, suas origens e causas, pois os efeitos já são conhecidos. Após a ocorrência de diversos fatos, criou-se mecanismos para seu acompanhamento.

Inicialmente se pensava que a durabilidade do concreto em estruturas era ilimitada devido à proteção química e a barreira física que o concreto confere ao aço. A constatação que as estruturas de concreto, mesmo as mais bem projetadas e construídas, estão sujeitas à ocorrência de deteriorações, tem levado a buscas, cada vez mais freqüentes, do aperfeiçoamento dos conceitos relacionados à durabilidade e a vida útil das estruturas. Atualmente, sabe-se que as estruturas estão sujeitas à ação de agentes agressivos existentes no meio, que interagem com o concreto, causando a deterioração das mesmas. Assim, a durabilidade das estruturas está sendo estudada com base no ingresso e transporte de agentes agressivos. Estes agentes agressivos penetram no concreto através dos poros da pasta de cimento ou pelas microfissuras.

No Brasil, com o início das construções de viadutos e túneis na década de 30 do século XX, passou-se também a monitorar essas obras, e com o avanço de grandes obras, como barragens, pontes e outras de porte, avançou-se também na tecnologia de inspeções, com novos ensaios, metodologias e equipamentos, com a ajuda de outras áreas, como a química, física, biologia e outras mais.

Pode-se classificar estes ensaios de duas maneiras: ensaios destrutivos e não destrutivos, como o próprio nome diz, em um é necessário que haja destruição total ou parcial da estrutura para que se realize o ensaio, e o outro simplesmente, se ensaia sem a necessidade de gerar danos a sua integridade ou a sua destruição. Em função dessa vantagem, sempre que possível se dá prioridade para os não destrutivos, apesar de as vezes não se ter tanta precisão como os destrutivos.

As inspeções têm a finalidade de averiguar a qualidade de estruturas em serviço ou fora de serviço. Podem ser feitas durante sua execução ou em estruturas que estão sendo utilizadas, chamadas de em serviço. Em estruturas que não estão em uso, como mudança de finalidade, fogo ou outros fatores, se faz necessário a inspeção antes de sua reutilização, e para este tipo de estrutura, dá-se o nome de fora de serviço.

4.2 INSPEÇÃO VISUAL E *CHECKLIST*

Para que se realize a inspeção visual, são necessários alguns critérios e cuidados, por isso a ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, Delegacia Regional do Recife), coordenou a ação de cem profissionais de engenharia de estruturas, entre projetistas, professores e engenheiros de execução, ao longo de quatro reuniões plenárias nos meses de fevereiro a maio de 2005, e elaborou de forma consensual um Plano de Vistoria mínimo tendo como objetivos minimizar os riscos, indicar as formas de preservar a integridade dos edifícios com mais de dez anos de construção, sob técnicas e normas não atuais, com conseqüente revalorização do patrimônio. Criou-se então um checklist que facilita e padroniza as inspeções que é apresentado a partir do item 4.2.1.

As atividades tiveram apoio institucional da ABECE – Regional Recife; ADEMI-PE; CREA-PE; IAB-PE; IBRACON; SINDUSCON-PE; UFPB; UFPE; UNICAP; UPE.

4.2.1 Inspeção preliminar

4.2.1.1 Histórico e antecedentes

Dados cadastrais

- Nome da edificação;

- Endereço;
- Data da construção;
- Motivo da solicitação;
- Nome do sindico ou órgão responsável pela obra;
- Agressividade do ambiente.

Informações gerais

- Identificar a construtora;
- Identificar os projetistas;
- Verificar: utilização X concepção de projeto;
- Caracterizar a edificação: numero de andares, tipo de lajes, croquis do esqueleto e tipo da fundação, entre outros;
- Verificar registros de intervenções anteriores (data de execução; empresa responsável; projeto; motivo e locais de intervenção);
- Analisar os projetos da edificação;

Observação: Comunicar a solicitação de inspeção aos projetistas e à construtora.

4.2.1.2 Amostragem para vistoria

Questionário: proprietários e inquilinos:

- Entrega de questionário, via síndico ou administrador, sucinto para cada unidade, para que os usuários indiquem os problemas existentes nas unidades (fissuras nas paredes e nas cerâmicas, problemas com portas e janelas, deformações, infiltrações, etc);

- Filtragem do questionário para definir as unidades a serem vistoriadas.

4.2.2 Manifestações patológicas

Levantamento de manifestações patológicas

- Registrar por fotografias e/ou croquis;

Aspectos importantes:

- Infiltrações de água;
- Corrosão de armaduras;
- Fissuras e deformações em elementos estruturais;
- Fissuras em alvenarias;
- Descolamentos de revestimentos;
- Entre outros.

- Classificar a gravidade das manifestações patológicas presentes nas estruturas vistoriadas, separando por elemento estrutural, localização e micro-clima (condições de umidade, presença de agentes agressivos, etc.);

- Levantar possíveis causas das manifestações patológicas encontradas.

4.2.3 Amostragem para inspeção detalhada

Definição dos pontos de inspeção detalhada

Considerar:

✓ Pontos críticos da estrutura;

✓ Micro-clima;

✓ Condições de umidade;

✓ Condições de insolação;

✓ Ambiente interno ou externo;

✓ Condições de exposição a agentes agressivos;

✓ Entre outros.

4.2.4 Seleção dos métodos de ensaio

Exemplos de alguns ensaios e procedimentos que podem ser necessários:

4.2.4.1 Do ponto de vista estrutural

✓ Localização das armaduras;

✓ Determinação da bitola das armaduras;

✓ Perda de seção por corrosão;

✓ Extração de testemunhos;

✓ Dureza superficial do concreto;

✓ Velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas;

✓ Resistência à compressão de testemunhos extraídos de concreto;

✓ Prova de carga;

✓ Entre outros.

4.2.4.2 Do ponto de vista da durabilidade

✓ Localização das armaduras e medida do cobrimento de concreto;

- ✓ Potencial de corrosão;
- ✓ Resistividade elétrica;
- ✓ Taxa de corrosão;
- ✓ Profundidade de carbonatação;
- ✓ Teor de íons cloreto;
- ✓ Reconstituição de traço de concreto;
- ✓ Extração de testemunhos;
- ✓ Índice de vazios, absorção de água por imersão e massa específica;
- ✓ Entre outros.

4.3 TÉCNICAS NÃO DESTRUTIVAS

Os Ensaios Não Destrutivos (END) são técnicas utilizadas na inspeção de materiais e equipamentos sem danificá-los, executados nas etapas de fabricação, construção, montagem e manutenção. Estes métodos são os que primeiramente devem ser realizados e têm como finalidade averiguar e determinar a qualidade de uma estrutura ou elemento de concreto que esteja em fase de execução, em serviço ou fora de serviço, ou que tenha sofrido qualquer tipo de alteração.

4.3.1 Esclerometria

Avaliação de dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão é prescrita pela ABNT NBR 7584:1995. Essa avaliação é aplicável na verificação da uniformidade e na estimativa da resistência à compressão do concreto.

Pelo índice escleromètrico, obtêm-se informações a respeito da dureza superficial do concreto. Correlações entre o índice escleromètrico com as propriedades do concreto são determinadas empírica ou experimentalmente. As estimativas de resistência à compressão

podem ser obtidas pela análise de tabelas ou curvas fornecidas pelo fabricante do aparelho que correlacionam resistência à compressão de corpos-de-prova com seus respectivos índices escleromètricos (ABNT NBR 7584:1995). No entanto, como essas tabelas ou curvas são determinadas para concretos com características que podem ser completamente diferentes do concreto ensaiado, recomenda-se a aferição prévia do esclerômetro sobre concretos de qualidades semelhantes (CÁNOVAS, 1998).

As áreas de ensaio devem ser preparadas por meio de polimento enérgico ou disco de carborundum, através de movimentos circulares. Toda poeira e pó superficial devem ser removidos a seco.

A área de ensaio deve estar localizada, preferencialmente, nas faces verticais de elementos, componentes e peças de concreto, como pilares, paredes, cortinas e vigas.

A área de ensaio deve estar convenientemente afastada das regiões afetadas por segregação, exsudação, concentração excessiva de armadura, juntas de concretagem.

Em cada área de ensaio, devem ser efetuados no mínimo nove e no máximo 16 impactos. Os impactos devem estar uniformemente distribuídos na área de ensaio. Aconselha-se desenhar um reticulado e aplicar o esclerômetro nas áreas limitadas por ele, identificando a área ensaiada, conforme exemplificado na Figura 4.1.

A distância mínima entre os centros de dois pontos de impacto, deve ser de 30 mm.

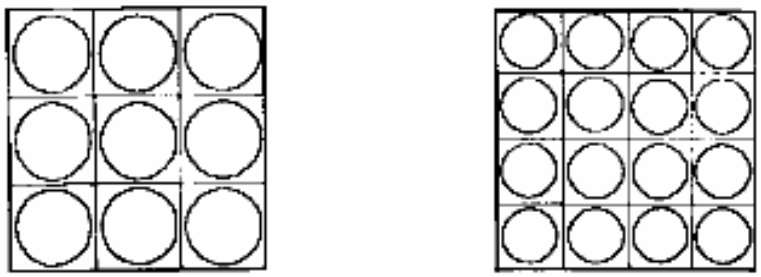


Figura 4.1 – Área de ensaio e pontos de impacto.

Fonte: ABNT NBR 7584:1995.

Deve-se evitar impactos sobre agregados, armaduras, bolhas etc. Não é permitido mais de um impacto sobre o mesmo ponto. Quando isto ocorrer, o segundo valor lido não deve ser considerado no cálculo dos resultados. Existem

O esclerômetro de reflexão de Schmidt, mostrado nas Figuras 4.2 e 4.3, consiste em um martelo controlado por mola que transmite uma carga a um êmbolo. No início do ensaio, o êmbolo estendido é colocado em contato com a superfície de concreto. A seguir, o corpo externo do instrumento é pressionado contra a superfície do concreto, fazendo com que a mola se comprima. A trava é liberada quando a mola está inteiramente comprimida, e o martelo se move em direção à superfície do concreto. O martelo ocasiona um impacto sobre o êmbolo, e a massa controlada pela mola sofre um recuo após o choque, que é registrado em uma escala de medida, gerando então, um valor numérico para a reflexão do martelo.

Figura 4.2 – Esclerômetro de reflexão tipo Schmidt.

Fonte: Isaia (2005).

Figura 4.3 – Tabela de conversão no equipamento.

Fonte: Isaia (2005).

4.3.2 Método ultra-sônico

A resistência à compressão pode ser também avaliada através do método ultra-sônico. A ABNT NBR 8802:1994 prescreve o método de ensaio não destrutivo para determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais por pulsos ultra-sônicos através do concreto.

Objetivos:

- Verificar uniformidade;
- Detectar falhas de concretagem;
- Avaliar profundidade de fissuras e imperfeições;
- Avaliar o modulo de deformação;
- Resistência a compressão;

- Monitorar as variações do concreto ao longo do tempo.

Onda é uma perturbação que se propaga de um ponto para o outro, através de um meio, transmitindo energia sem transporte de matéria. A velocidade do som depende do meio de propagação

- Velocidade sólidos > Velocidade líquidos > Velocidade gases

Um pulso de frequência ultra-sônica é gerado e transmitido para um transdutor eletroacústico.

Após passar através do concreto, as vibrações são recebidas e convertidas em sinal elétrico pelo segundo transdutor eletro-acústico. O tempo decorrido é medido com precisão de pelo menos 0,1 μs (NEVILLE e BROOKS, 1997).

Conhecendo-se a distância, calcula-se a velocidade $V = L / t$ em m/s. Em função dessa velocidade, pode-se classificar a qualidade do concreto, conforme Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Classificação da qualidade do concreto em função da velocidade de propagação da onda ultra-sônica.

Velocidade da onda ultra-sônica (m/s)	**Qualidade do concreto**
V > 4500	EXCELENTE
3500 < V < 4500	ÓTIMO
3000 < V < 3500	BOM
2000 < V < 3000	REGULAR
V < 2000	RUIM

Fonte: (BAUER, 1987).

Quando a velocidade de propagação da onda ultra-sônica (V) é medida na mesma direção em que a peça estrutural foi concretada, pode-se relacionar V com a resistência (R) com a Equação 4.1.

$$R = 1{,}571 \cdot 10^{-31} \cdot V^{9{,}191} \quad \text{(BAUER, 1987)} \qquad (4.1)$$

Fonte: (BAUER, 1987).

Quando a velocidade de propagação da onda ultra-sônica (V) é medida transversalmente em que a peça estrutural foi concretada, pode-se relacionar V com a resistência (R) com a Equação 4.2.

$$R = 2{,}341 \,.\, 10^{-27} \,.\, V^{8{,}008} \quad (\text{BAUER, 1987}) \tag{4.2}$$

Fonte: (BAUER, 1987).

Uma vantagem do método ultra-sônico sobre a esclerometria é de não se limitar a uma determinação superficial, estendendo-se a toda sua massa (CÁNOVAS, 1988), sendo que a esclerometria permite informações de até 5 cm de profundidade do concreto.

Impulsos mecânicos geram três tipos de ondas: Longitudinais, transversais e de superfície. Estas ondas geram três tipos de transmissões.

- Transmissão direta (Figura 4.4);
- Transmissão semi-direta (Figura 4.5);
- Transmissão indireta (Figura 4.6).

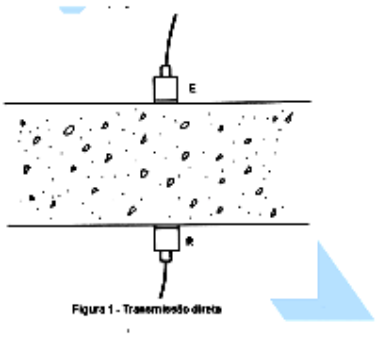


Figura 4.4 – Transmissão direta.

Fonte: Figueiredo (2005).

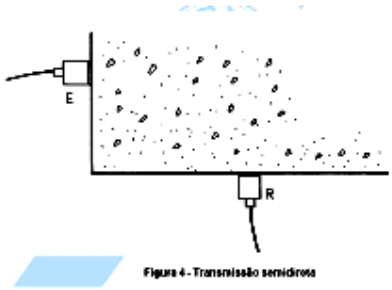


Figura 4.5 – Transmissão semi-direta.

Fonte: Figueiredo (2005).

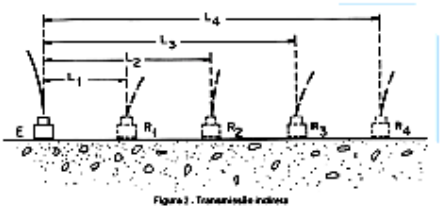


Figura 4.6 – Transmissão indireta.

Fonte: Figueiredo (2005).

4.3.3 Ensaios detectores de corrosão de barras no concreto armado

Nas inspeções das estruturas de concreto, muitas são as técnicas envolvidas na detecção, identificação, avaliação, caracterização e monitoramento da corrosão. Essas técnicas são de grande importância para o controle do fenômeno, seja nas operações preventivas, seja na terapia do problema.

Fazem parte de uma avaliação sistemática da corrosão da armadura uma inspeção preliminar e, posteriormente, uma inspeção detalhada. A primeira é constituída de um exame visual para caracterizar todos os sintomas, bem como de uma série de pequenos ensaios que permitam demarcar o problema e preparar um plano mais detalhado para desenvolver uma inspeção pormenorizada. A inspeção detalhada tem por objetivo

quantificar a extensão da deterioração e caracterizar os elementos da estrutura; seu desenvolvimento exige uma ampla campanha de ensaios.

Os métodos visuais dão uma primeira indicação do problema, porém não são, em geral, capazes de fornecer informações suficientes para uma análise completa. Dentre as informações obtidas com os métodos visuais, destacam-se: presença de manchas de produtos de corrosão, cor desses produtos, aspectos morfológicos do ataque, presença de fissuras acompanhadas de seus quadros sintomatológicos.

A corrosão do aço no concreto é um processo eletro-químico, similar ao de uma bateria, produzindo uma corrente elétrica que pode ser medida na superfície do concreto pelo seu campo magnético. Através das medidas de toda a sua superfície, pode ser feita uma distinção entre os locais com corrosão e outros sem corrosão nas barras de aço. Existem inúmeros trabalhos científicos que descrevem este método, que é aplicado nos USA há mais de 30 anos.

4.3.3.1 Análise visual

De maneira simplificada, constitui um quadro sintomatológico típico da corrosão da armadura em estrutura de concreto um ou mais dos seguintes aspectos:

- fissuras no concreto paralelas às armaduras que estão em processo de corrosão;
- fragmentação e destacamento do cobrimento;
- lascamento do concreto em estágios avançados;
- exposição das armaduras corroídas, conforme Figura 4.7;
- comprometimento da aderência aço-concreto;
- flambagem de armadura longitudinais de pilares;
- surgimento na superfície do concreto de manchas “ferruginosas”.

Figura 4.7 – Foto da laje da escada da igreja em Romaria-MG.

Por intermédio de uma análise visual cuidadosa da superfície do aço, é possível também identificar a natureza e morfologia do ataque. Se for por cloreto, há geralmente a presença de pites de corrosão na superfície; se houver apenas carbonatação, a corrosão se dá de forma mais homogênea.

Níveis acentuados de corrosão em estruturas de concreto levam a deformações e flechas significativas nos elementos estruturais, que podem causar fissuração característica de sobrecarga ou de deformabilidade excessiva dos elementos. Nessas situações extremas, observa-se eventualmente fissuras nas alvenarias de vedação pela transferência de carga da estrutura.

4.3.3.2 Resistividade

A resistividade do concreto é um parâmetro importante na corrosão de estruturas de concreto armado (MEHTA e MONTEIRO, 2008). A resistividade elétrica é determinada com a medição de diferenças potenciais na superfície do concreto causada pela introdução de uma pequena corrente na superfície.

Segundo Hilsdorf e Kropp, apud Torrent (1999b), a permeabilidade aos gases são menores quando o concreto está úmido do que quando está seco, o que altera a avaliação do concreto. Para avaliar a influência da umidade no ensaio de permeabilidade ao ar, Torrent

(1999b) recomenda que seja obtida a medida da resistividade, principalmente em ensaios no local.

A resistividade do concreto está diretamente relacionada à umidade contida nos poros do mesmo. De acordo com Torrent apud Figueiredo (2004), para um concreto de baixa qualidade, relativamente seco, sua permeabilidade é alta e resistividade elétrica também é alta. Já esse mesmo concreto úmido, o que corresponde a uma permeabilidade ao ar mais baixa e uma menor resistividade elétrica, é necessário corrigir a permeabilidade compensando o efeito da umidade. Essa correção é proposta por Torrent (1999a).

Para se entender este efeito, o ensaio de resistividade elétrica deve ser realizado em complemento ao ensaio de permeabilidade ao ar. Para a determinação direta da resistividade do concreto, normalmente se emprega um método denominado "os quatro eletrodos". Esse método está descrito na norma ABNT NBR 9204:1985. A resistividade pode ser medida diretamente utilizando sensores introduzidos dentro do concreto (método dos pontos). O método se baseia na introdução de uma corrente elétrica alternada entre os eletrodos, gerando um campo de fluxo elétrico. Através da medida da diferença de potencial entre dois pontos conhecidos do campo, pode-se estimar a resistividade do concreto. O equipamento utilizado para se medir a resistividade é o RESI, mostrado na Figura 4.10.

Para Figueiredo (2004) , os valores da resistividade dependem das condições climáticas e ambientais, principalmente da umidade, e da composição do concreto. Quanto menor a relação água/cimento, ou mais seco o concreto, maior será a resistividade (COST, 1996).

Torrent apud Figueiredo (2004), obteve uma certa dificuldade em medir a resistividade elétrica em elementos estruturais protegidos da chuva em edificações existentes. A pesquisadora afirma que a umidade relativa não tem influência significativa no ensaio de permeabilidade ao ar para os pilares naquelas condições.

A relação entre a corrente $\boldsymbol{i}$ e o potencial $\boldsymbol{V}$ é dado pela lei de Ohm, Equação 4.3.

$$i = \frac{V}{R} \tag{4.3}$$

Fonte: (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Onde R é a resistência do sistema. A resistência não é uma propriedade do material, uma vez que depende das dimensões do sistema (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Assim como a carga final é normalizada pelas dimensões do corpo-de-prova para se determinar a resistência do material, a resistência também é normalizada para estabelecer a resistividade $\boldsymbol{\rho}$ como uma propriedade do material, conforme Equação 4.4.

$$R = \rho \frac{L}{A} \tag{4.4}$$

Fonte: (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Onde L é o comprimento e A é a seção transversal.

Monteiro et al. apud Mehta e Monteiro (2008), mostram que barras da armadura no interior do concreto podem ser localizadas por meio de medidas superficiais da resistividade e que a impedância elétrica, também medida na superfície do concreto armado, pode avaliar o estado da corrosão existente nas barras de aço.

O aumento na atividade iônica causa uma diminuição na resistividade do concreto porque o fluxo de corrente elétrica no concreto é um processo eletrolítico (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Assim, uma alta relação água-cimento, um alto grau de saturação do concreto e uma alta concentração de sais dissolvidos na solução de poro resultam em um concreto de mais baixa resistividade. A Tabela 4.2 mostra as recomendações do CEB para a provável taxa de corrosão.

Tabela 4.2 – Recomendações do CEB-192 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão.

Resistividade do Concreto (Ω.m)	**Taxa provável de corrosão**
> 200	Desprezível
100 a 200	Baixa
50 a 100	Alta
< 50	Muito Alta

Fonte: (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

O CEB-192 (Comité Euro-International du Béton) propõe que a taxa provável de corrosão é desprezível para resistividade maior de 200 Ω.m, baixa para valores de resistência entre 100 e 200 Ω.m, alta para os valores de resistividade entre 50 e 100 Ω.m, e muito alta para concreto com resistividade menor de 50 Ω.m. O equipamento utilizado para medir a resistividade do concreto é o resi, mostrado na Figura 4.8.

Figura 4.8 – Resi – equipamento para se medir a resistividade.

4.3.4 Técnica de potenciais de corrosão

O potencial de corrosão ou de eletrodo do aço no interior do concreto é o potencial elétrico medido em relação a um determinado eletrodo que mantém um potencial estável, chamado de eletrodo de referência. Há uma relação entre a existência de atividade ou passividade no elemento metálico e o potencial obtido, de maneira que valores mais negativos indicam atividade corrosiva e valores menos negativos sugerem a passivação do aço. A técnica, portanto, possibilita medir os potenciais de corrosão das armaduras ao longo de peças estruturais, permitindo concluir-se sobre a presença ou não da corrosão.

A ASTM C 876:1991 prescreve o método de ensaio para a obtenção dos potenciais de corrosão nas estruturas de concreto. O equipamento básico para este fim consiste de um voltímetro de alta impedância de entrada (> 10 MΩ), o qual registra as medidas, e de um eletrodo de referência, em relação ao qual os potenciais são tomados. A magnitude desses potenciais dá indício do risco ou da presença de corrosão. O eletrodo de referência exerce o papel de detectar a presença das linhas de corrente que se verificam quando há um processo eletroquímico de corrosão nas armaduras. Nos locais onde passam essas linhas de corrente, os potenciais registrados pelo milivoltímetro tendem a ser mais eletronegativos do que nos locais passivados, sem corrosão. Esses locais com características de maior eletro negatividade indicam, portanto, a presença de zonas ativas de corrosão nas barras. O equipamento utilizado é o CANIN, mostrado na Figura 4.9.

Figura 4.9 – Canin – instrumento para análise de corrosão.

4.3.5 Espessura do Cobrimento das Armaduras

Um adequado cobrimento das armaduras, com um concreto de alta compacidade, garante a proteção do aço ao ataque de agentes agressivos externos. Além da proteção de caráter eletroquímico, proporcionado pelo meio alcalino que garante a passividade das armaduras, o cobrimento de concreto proporciona às mesmas uma proteção física, ou seja, o cobrimento constitui uma barreira contra a penetração de agentes agressivos, limitando o acesso de água, oxigênio e outras substâncias que podem tomar parte no processo de corrosão (GONZÁLEZ E ANDRADE, 1980).

Para se medir a espessura do cobrimento das armaduras utiliza-se o pacômetro, Figura 4.10, cujo princípio de funcionamento é eletromagnético, permitindo determinar a presença e a direção das barras, assim como a espessura do cobrimento. Pode-se, também, quebrar os cantos dos pilares até atingir as armaduras, permitindo determinar a espessura de cobrimento em relação à face externa pelas quinas, porém, após a realização dos furos os mesmos devem ser preenchidos com argamassa ou graute, o que passa a ser um ensaio destrutível.

Figura 4.10 – Pacômetro – instrumento para se medir afastamento das armaduras.

4.4 TÉCNICAS DESTRUTIVAS

Ocorrem situações em que ensaios não destrutivos não permitem a avaliação segura da resistência de uma determinada estrutura. Faz-se necessário executar ensaio destrutivo de extração e ruptura de testemunhos, retirados diretamente da estrutura, por meio de extratora que dispõem de uma coroa rotativa de diamante na sua extremidade (MEHTA e MONTEIRO, 2008)

Os ensaios destrutivos, isto é, a extração e ruptura de testemunhos dos elementos estruturais, ainda são a forma mais confiável de se avaliar a resistência do concreto. No entanto, ao contrário dos ensaios não destrutivos, o ensaio destrutivo causa danos à estrutura que já vem apresentando comportamento inadequado.

4.4.1 Extração de testemunhos

Mediante a extração e ruptura de corpos de prova pode-se determinar: (CÁNOVAS, 1988).

- Resistência à compressão;
- Resistência à tração;
- Módulo de deformação;
- Diagrama tensão-deformação;
- Frente de carbonatação, conforme Figura 4.11;
- Corrosão das armaduras;
- Contaminação por cloretos.

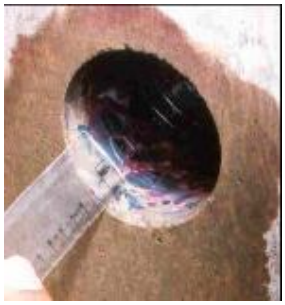


Figura 4.11 – Ensaio de carbonatação em extração de testemunho.

Fonte: : Figueiredo (2004).

A extração deve ser efetuada de acordo com as características da estrutura e agrupados em lotes conforme a ABNT NBR 7680:2007, e devem ser formados por :

- Mesmo tipo e categoria de cimento
- Mesmos agregados
- Mesmo traço
- Extração na direção ortogonal à de lançamento
- Distante da junta de concretagem de um Ø de testemunho

A resistência do concreto na extração deve ser, sempre que possível, superior a 5 MPa, devido ao fato de que, nos concretos de baixas resistências, há um perigo maior de microfissuração, desprendimento de grãos miúdos e perda de aderência da pasta, com repercussão nos valores de resistência à compressão (CÁNOVAS, 1988).

Os corpos de prova extraídos da estrutura, têm o mesmo formato de corpos de prova moldados, alterando as dimensões que são em função das peças a serem extraídas, conforme Figura 4.12.

Figura 4.12 – Corpos de prova extraídos.

Fonte: Figueiredo (2004).

A ABNT NBR 7680:2007 tem como objetivo fixar as condições exigíveis para testemunhos cilíndricos de concreto na:

- Extração
- Preparo
- Ensaio
- Análise de resultados

Nem todos os métodos de inspeções que foram descritos puderam ser utilizados em nosso trabalho, principalmente os destrutivos, em função de ser uma edificação nova, o estudo é meramente ciêntifico e não ser uma obra que apresentasse qualquer problema que exigisse tais procedimentos.

Para que se possa aplicar o método desenvolvido por Da Silva (2005) para estimar a vida útil da estrutura, foram utilizados alguns métodos de inspeções descritos neste capítulo. Alguns utilizados durante a construção, relacionados a geometria da estrutura, a resistência do concreto e do aço, que envolveram moldagem e ruptura dos materiais. Outros só puderam ser realizados após a execução, como os de ultrasom, o de cobrimento da armadura pelo pacômetro e o de resistividade do concreto.

Os dados levantados que utilizaram as técnicas e instrumentos apresentados neste capítulo, serão apresentados no capítulo 6, após a descrição do método desenvolvido por Da Silva (2005), que será o objetivo do capítulo 5.

CAPÍTULO 5
DESCRIÇÃO DO MÉTODO PARA ESTIMAR A VIDA ÚTIL

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve o método desenvolvido por Da Silva (2005), com base probabilística, que será aplicado neste trabalho para estimar a vida útil da estrutura em concreto armado, durante a execução. Apesar do método poder levar em consideração a vida útil em funçao de cloretos e carbonatação, nosso estudo levará em conta apenas o último, em razão do meio ambiente em que se encontra a edificação estar sujeita a apenas este tipo de agressividade.

5.2 MÉTODO PARA ESTIMAR A VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO IMEDIATAMENTE APÓS A EXECUÇÃO

Os procedimentos do método desenvolvido por Da Silva (2005) para a estimativa da vida útil de estruturas de concreto tem uma base probabilista e são constituídas pelas seguintes etapas:

- cadastro da edificação,

- obtenção de dados da estrutura,

- processamento estatístico dos dados,

- escolha do critério que definirá a vida útil e,

- cálculo da probabilidade de falha.

O diagrama da Figura 5.1 permite visualizar as etapas da proposta.

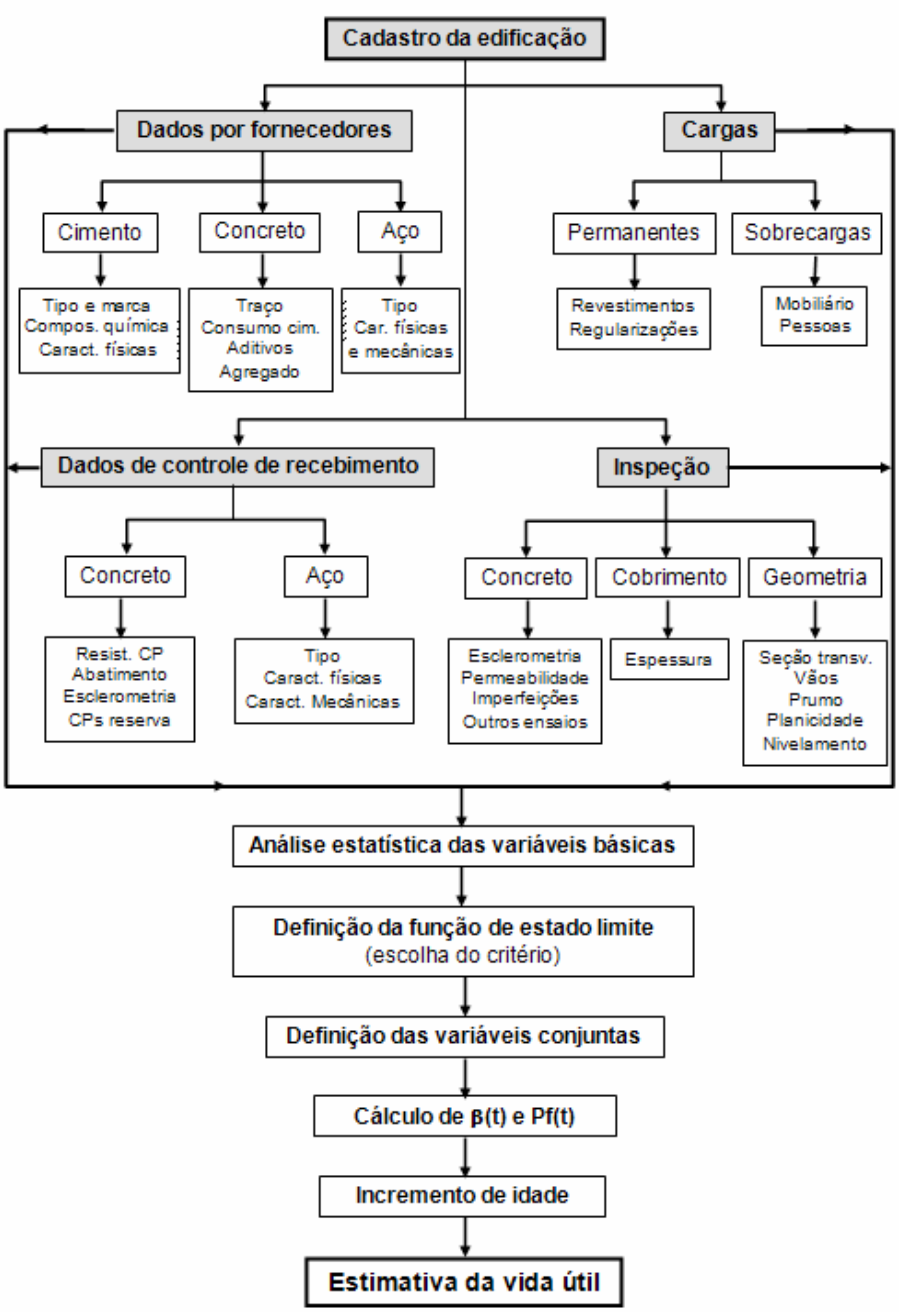


Figura 5.1 – Diagrama de procedimentos para estimativa da vida útil.

Fonte: Da Silva (2005)

O cadastro da edificação visa colher dados gerais sobre os participantes no processo. Os dados da estrutura serão obtidos por meio dos ensaios de controle de recebimento dos materiais, informações dos fornecedores e na inspeção não destrutiva. No processamento estatístico, buscar-se-á ajustar funções de densidade de probabilidade aos dados obtidos. Em relação ao critério que servirá para definir a vida útil, a ABNT NBR 6118:2003 preconiza que as estruturas devem conservar sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil e em seguida apresenta a definição de vida útil de projeto. Entende-se que o critério a ser adotado, segundo a norma, é a vida útil de projeto ou um valor acertado entre as partes.

Por fim, calcula-se a probabilidade de falha para cada idade da edificação, empregando modelos que representam os processos de deterioração prováveis para o ambiente no qual a estrutura está inserida. Os modelos ainda são poucos para as condições ambientais brasileiras, mas alguns desenvolvidos para outros países podem ser empregados inicialmente. O estudo de vários modelos pode ser encontrado em Da Silva (1998). De posse do gráfico de probabilidade de falha em função do tempo, assume-se uma probabilidade aceitável, que poderá ser acordada entre as partes, que definirá a vida útil.

5.2.1 Dados de controle de recebimento dos materiais

5.2.1.1 Dados sobre o aço

Os ensaios de controle de recebimento do aço fornecem várias informações que normalmente não são utilizadas no cálculo, pois a finalidade é somente comprovar se as especificações foram atendidas. A inovação neste caso é processar e armazenar também esses dados tais como; o diâmetro médio e a resistência média ao escoamento à tração. Também seria importante que a industria enviasse dados aos revendedores e esses fossem disponibilizados aos construtores. Com um número representativo de dados será possível calcular os parâmetros estatístico dessas variáveis.

5.2.1.2 Dados sobre o concreto

No caso do concreto as mudanças nos procedimentos de controle são maiores. Além do tradicional ensaio de abatimento de tronco de cone e o ensaio de resistência à compressão

em corpos de prova, deve ser realizado a esclerometria e a moldagem de um número maior de corpos de prova que constituirão uma reserva para análises futuras. Os corpos de prova da reserva deverão ser alojados no próprio edifício com as devidas etiquetas de identificação.

O tratamento dado aos resultados dos ensaios de ruptura dos corpos de prova será realizado de duas formas. A primeira é a preconizada pela ABNT NBR 12655:1996 e visa o recebimento do concreto. A outra tem como objetivo a obtenção dos parâmetros estatísticos da variável resistência à compressão. Embora os dois procedimentos tenham base estatística, o tratamento dos dados pode ser diferente, dependendo do tipo de controle adotado.

A esclerometria é um dos ensaios que deverão ser introduzidos na etapa de controle de recebimento. Ela tem sido vista com reserva por muitos pesquisadores, justificada pela extrapolação indevida dos resultados. De forma geral, ela visa verificar a uniformidade da resistência superficial do concreto.

Nesta proposta, a esclerometria assume papel importante, permitindo associar os resultados dos corpos de prova de controle com o concreto dos elementos estruturais executados.

Os ensaios escleromètricos deverão ser realizados nos corpos de prova e nas peças concretadas. O procedimento é realizar a esclerometria nos corpos de prova anteriormente ao ensaio de ruptura à compressão aos 28 dias. Os resultados dos índices escleromètricos dos corpos de prova devem ser associados com os resultados dos ensaios de ruptura, obtendo-se assim um fator de ajuste entre os valores da resistência à compressão dos dois tipos de ensaios nos mesmos espécimes. O fator de ajuste poderá ser empregado nos resultados da esclerometria da estrutura.

5.2.2 Dados de inspeção

A inspeção deve contemplar procedimentos mais comuns de recebimento de materiais e introduzir outros que visam fornecer os dados para o processo. Como ponto inicial, as técnicas não destrutivas de inspeção desenvolvidas, principalmente para avaliação de estruturas deterioradas, poderão ser aplicadas na estrutura recém construída. Os pontos

desfavoráveis principais em um processo de inspeção em uma estrutura recém construída são a conscientização dos construtores em investir neste tipo de ação e a aceitação por parte do proprietário ou usuário da realização da inspeção.

Para as construtoras, talvez a tarefa seja menos trabalhosa, pois a sua responsabilidade perdura durante a vida da edificação e quanto mais certificados ele tenha que comprove a qualidade da obra executada, melhor será para o caso em que sofra ações judiciais que algumas vezes são fruto de má utilização, falta de manutenção ou mesmo de alterações realizadas sem o seu conhecimento e aprovação.

A questão que pode resultar trabalhosa é quanto aos proprietários, mas com o tempo poderá desaparecer. O entendimento atual do proprietário é que se existe uma inspeção na obra é porque algo está errado e a desconfiança pode gerar conflitos entre as partes. Esta conduta pode ser mudada ao longo do tempo com as devidas explicações dadas pelos construtores e órgãos de fiscalização.

Uma vez ultrapassadas as barreiras citadas anteriormente, resta definir quais os ensaios necessários para que se obtenha os dados requeridos para a estimativa da vida útil. Para tal pode-se iniciar adaptando os ensaios de controle de materiais já largamente utilizados e que são fundamentais no cálculo ou avaliação de estruturas.

Na definição dos ensaios de inspeção, o aço pode ser considerado um material que não sobre alterações significantes ao longo do tempo, portanto as suas propriedades podem ser consideradas constantes e por isso os dados de controle de recebimento são suficientes. O mesmo não acontece com o concreto. Ao longo da vida da estrutura o concreto pode sofrer ataques de agentes agressivos que o afetarão negativamente ou permitirá a diminuição de sua proteção ao aço.

5.2.2.1 Dados sobre a geometria

Os dados da geometria da estrutura devem ser obtidos durante a fase de construção, e tem fundamental importância nesta etapa, pois serão de difícil obtenção após o revestimento, e não sofrerão alteração com o tempo. Podem-se obter dados das seções transversais dos elementos principais e vãos de lajes e vigas. Outras informações de geometria tais como a planicidade, o prumo e o nivelamento servirão para a análise das cargas permanentes,

principalmente as regularizações e revestimentos. Este procedimento também permitirá verificar o atendimento das tolerâncias especificadas pela norma e, para empresas com padronização de processos com controle de qualidade das construções, estas informações podem ser facilmente obtidas e arquivadas.

Estes dados podem ser facilmente obtidos posteriormente à execução da estrutura de forma bastante simples e econômica. Com o auxilio de trena e um paquímetro, dois funcionários ou mesmo estagiários podem efetuar medições em quase todos os elementos estruturais em um curto tempo. Uma planilha deve ser desenvolvida previamente pelo especialista para facilitar a coleta e a apresentação dos dados. As informações obtidas serão de grande valia, não somente para a comprovação inicial, mas para toda a vida da edificação. Em um processo de avaliação da vida útil de forma probabilística, as variáveis de geometria, uma vez caracterizadas, podem ser utilizadas em todos os períodos.

5.2.2.2 Dados sobre o cobrimento

A corrosão das armaduras é um dos principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado ou protendido. Dentre os preceitos para a durabilidade referidos pela norma, duas variáveis são importantes e devem ser avaliadas: a espessura e a qualidade do cobrimento de concreto. Os processos de deterioração do concreto, devido ao meio ambiente ou à incompatibilidade dos componentes do concreto, também são importantes, mas têm o seu controle realizado à parte, assim como, outros mecanismos de deterioração podem ser facilmente controlados durante a fase de construção.

O cobrimento, definido no projeto em relação à agressividade do ambiente, pode ser verificado com o auxilio de equipamentos de detecção de profundidade das barras. Por serem de simples operação, as medições podem ser realizadas em vários pontos, possibilitando a análise do cobrimento ao longo do elemento. Ao final deste procedimento pode-se obter a caracterização estatística desta variável, assim como a comprovação de que os valores especificados em projeto foram cumpridos.

5.2.2.3 Dados sobre o concreto

A qualidade do concreto do cobrimento é de vital importância na vida útil da estrutura sob o aspecto da penetração de agentes agressivos. Uma forma de análise desta característica

do concreto é a permeabilidade à água. O ensaio permitirá avaliar de forma indireta, o adensamento e a cura. Existem alguns aparelhos que permitem determinar a permeabilidade no local, necessitando apenas de efetuar pequenos furos na estrutura. Eles se baseiam na determinação do fluxo de penetração de água através da superfície devido à pressão exercida. Este procedimento realizado em alguns pontos da estrutura permitirá avaliar a uniformidade do concreto de cobrimento.

A esclerometria efetuada na estrutura, associada aos valores obtidos nos corpos de prova, permitirá a obtenção de um número representativo de dados sobre a resistência à compressão do concreto. A vantagem neste caso é que os ensaios executados na estrutura obterão dados do concreto já aplicado, ou seja, que reflete todo o processo de dosagem, lançamento, adensamento e cura, isto é, bem mais próximo daquele que está realmente trabalhando.

Com o tempo e com o avanço da tecnologia, outros métodos podem ser aplicados. Um destes métodos é a ultra-sonografia. Ela já é empregada na inspeção de estruturas que apresentam problemas de deterioração, para verificação da uniformidade do concreto e detecção de falhas e pode ser difundida e tornar-se mais uma técnica para avaliação de estruturas novas.

A extração de testemunhos para a verificação da resistência à compressão do concreto não é considerada uma alternativa recomendável. Entretanto, o avanço nas pesquisas de testemunhos de diâmetros menores, inferiores a 50 mm, podem permitir a inclusão deste tipo de ensaio.

A partir de um entendimento entre o construtor e o especialista em avaliação, pode-se planejar a extração de testemunhos em posições dos elementos estruturais onde estão previstas passagens de tubulações. O procedimento mais utilizado é deixar vazios nas posições das prumadas com uma folga nas dimensões que posteriormente é preenchida.

Para aproveitar esta necessidade do vazio, propõe-se a concretagem normal de todo o elemento e posteriormente realizar a esclerometria e a extração de testemunhos na região. Neste caso, será possível melhorar o ajuste entre a esclerometria e o resultado da ruptura, além de propiciar uma informação real do concreto da estrutura.

5.2.2.4 Imperfeições

Os pontos tratados anteriormente abordaram os elementos estruturais de forma genérica e, portanto as variações na geometria ou nas propriedades dos materiais encontram-se contempladas na forma de amostragem. Entretanto existem pontos da estrutura que devido às falhas de execução podem comprometer a vida útil da estrutura em algumas partes. Para detectar estas imperfeições é necessário realizar uma inspeção visual logo após a retirada das formas. No lançamento do concreto é comum haver segregação na base dos pilares (Figura 5.2) e isto pode acontecer em outros pontos.

Figura 5.2 – Defeitos em pilares provenientes de falhas na execução.

Fonte: Da Silva (2005).

Outra falha que acontece é fruto do adensamento inadequado ou mesmo a falta de estanqueidade das formas resultando em um empobrecimento localizado em vigas. A retirada das formas realizada de forma incorreta produz destacamentos do concreto da peça.

No cálculo estrutural é considerada uma excentricidade acidental devido à incerteza da posição da carga de projeto. Apesar de previsto, a ocorrência da excentricidade é indesejável, mas pode ocorrer. Na avaliação a excentricidade a ser considerada não é a de projeto e sim a real.

Mesmo após o término da execução da estrutura, outras ações negativas podem comprometer a durabilidade da estrutura. Na Figura 5.3 pode-se observar o corte de parte da seção do pilar que produziu a diminuição do cobrimento da armadura.

Figura 5.3 – Intervenção inadequada realizada pelo usuário.

Fonte: Da Silva (2005).

O que se deve ressaltar dos pontos levantados, assim como de outros que possam ser detectados, é em relação aos procedimentos que devem ser adotados. As falhas devem ser consideradas como deterioração prematura da estrutura e devem ser tratadas com as mesmas técnicas empregadas em recuperação. A intervenção deve ser realizada logo após a retirada das formas e se possível, antes da retirada do escoramento dos demais elementos, garantindo-se assim que, quando a estrutura comece a ser solicitada, o reparo trabalhará nas mesmas condições do restante da seção, ou seja, mesmas deformações.

Devem ser condenadas as soluções tampões que visam somente corrigir esteticamente as falhas. Os pontos defeituosos serão em breve período de vida, aqueles que indicam pontos de corrosão das armaduras ou destacamentos da argamassa juntamente com a pasta colocada.

5.2.3 Dados dos fornecedores

Os fornecedores de materiais podem dar uma importante contribuição para a obtenção de dados. Pela exigência de manutenção da qualidade dos produtos, eles realizam ensaios periódicos em seus materiais. Havendo a interação entre os distribuidores e os fabricantes, os dados podem ser fornecidos e posteriormente repassados aos compradores, constituindo-se em fonte de informações. Os materiais mais importantes no processo são o aço, o cimento e o concreto. As informações do fabricante do aço podem completar as obtidas nos ensaios de controle.

Os dados do aço são de fácil obtenção, considerando que a compra sempre será de um volume expressivo. Entre eles, o limite elástico, o limite de ruptura e o módulo de elasticidade são importantes e poderão formar a base dos dados.

As características do cimento poderão ser fornecidas juntamente com as informações do concreto. As usinas, como grandes consumidores de cimento, conseguem facilmente do fabricante, a composição química do cimento, bem como, as características físicas, apesar do fato que estas últimas, a própria central de dosagem deve possuir laboratório para ensaios.

Do concreto, os dados mais importantes são o traço, o consumo de cimento por metro cúbico e a relação água-cimento.

5.2.4 Cargas Atuantes

As cargas permanentes nos edifícios podem ser ajustadas em função das informações sobre a geometria, aproximando-se do valor real. Na maioria dos edifícios sejam residenciais ou comerciais, as cargas acidentais ou sobrecargas são ocasionadas por pessoas e móveis. As normas de todos os países preconizam valores a serem adotados no projeto. Estes valores, em sua maioria, foram obtidos em base à experiência e tratados estatisticamente, portanto já contemplam um valor de probabilidade de ocorrência.

Na avaliação e na vida útil das estruturas, os valores a serem empregados devem representar a carga real, considerando também o período de retorno, que no caso da vida útil é de 50 anos. Para melhor elucidar esta questão, em Corotis (1977) são apresentados

resultados de vários pesquisadores onde, para edifícios residenciais, obteve-se um valor médio de 0,673 kN/m^2 e desvio padrão de 0,193 kN/m^2 com a função normal de probabilidade sendo a de melhor ajuste. Em Da Silva (1998), são apresentados outros resultados sendo alguns especificados por ambiente.

5.2.5 Dados do ambiente

Os dados ambientais mais relevantes para os edifícios e que normalmente participam dos modelos de deterioração são a temperatura, a umidade relativa do ar, a concentração de gás carbônico na região, ou se possível no ambiente, e a concentração de cloretos no ambiente. O ideal é que se consigam dados suficientes para o processamento.

Em cidades de médio e grande porte, normalmente existem órgãos de monitoramento das condições ambientais, que podem fornecer os dados citados.

No caso da concentração de CO_2 no ambiente, deve-se considerar o crescimento da média ao longo da idade. Os valores medidos têm apresentado um aumento em torno de 2 ppm por ano.

Nas regiões costeiras, devido à velocidade de deterioração proveniente do ataque dos cloretos ser superior ao facilitado pela carbonatação, a concentração de cloretos torna-se a variável mais importante. Entretanto, são poucas as estações que efetuam medições de cloretos na atmosfera. Este é um fato complicador considerando que existe um grande número de cidades de médio e grande porte localizadas na região costeira.

5.3 ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL

5.3.1 Procedimento probabilístico

Os procedimentos adotados no projeto para o cálculo de estruturas de concreto armado ou protendido são bastante conhecidos e difundidos. São realizados de forma determinista, com base semi-probabilística, tomando-se ações e resistência modificadas por coeficientes de segurança de forma que as solicitações não ultrapassem a resistência ($Rd \geq Sd$). Este método é definido como método de nível 1 em termos de confiabilidade estrutural.

Exceto pelos coeficientes de segurança, os procedimentos poderão ser adotados em uma avaliação realizada mediante o uso de métodos probabilísticos definidos como de nível 2. O ponto importante neste tipo de análise é que as variáveis de geometria, mecânicas, ambientais, ações e outras que participam do processo, devem ser tratadas como variáveis aleatórias, ou seja, devem ter uma função de distribuição conhecida e os seus parâmetros de definição determinados a partir de dados obtidos na estrutura. De forma indireta, este tipo de tratamento estatístico já é empregado na determinação dos valores de cálculo de resistências e solicitações utilizados nos métodos de cálculo usuais, onde o valor da probabilidade empregado é de 5×10^{-2}. A aplicação dos métodos probabilísticos tornou-se possível com o aumento da capacidade dos computadores que permite a realização de uma grande quantidade de simulações em um tempo reduzido.

A função de estado limite que permite definir a probabilidade de falha em um determinado instante pode ser expressa por: $Pf(t) = P\ [R(t) - S(t) \leq 0]$ para o critério de resistência e $Pf(t) = P\ [\text{cobrimento} - x(t) \leq 0]$ para a despassivação das armaduras. Uma vez definidas estatisticamente as variáveis que influenciam na variável resistência e na solicitação ou outra necessária para a função escolhida, a probabilidade pode ser obtida por vários processos (MELCHERS, 1987). Dentre eles pode-se citar a simulação de Monte Carlo e o FORM (First Order Reliability Moment). Este método foi utilizado por Da Silva (1998) na determinação do índice de confiabilidade β, através do qual pode-se determinar a probabilidade $P = \Phi(-\beta)$.

5.3.2 Formas de processamento

De forma bastante simplista, atendo-se mais à praticidade, no estágio atual do cálculo de estruturas, bastará adaptar as rotinas dos programas de cálculo para que sejam determinados vários valores de resistência para conjuntos de valores das variáveis básicas, definindo-se assim a variável resistência. Da mesma forma, pode-se determinar uma série de combinações das ações e para cada uma determinar a solicitação que se deseja analisar. Ao final haverá vários valores de solicitação. Através de teste de significância tipo Kolmogorov-Smirnov pode-se especificar a função de distribuição de freqüência conhecida que melhor se ajusta a cada um dos conjuntos de valores de resistência e solicitação e calcular os parâmetros de definição necessários para o método.

O resultado obtido é específico para a idade "t" da estrutura. Como a idade da estrutura inicialmente não chega a um ano, adota-se t=1. Após a realização deste procedimento para várias idades, poderá ser traçado o gráfico de probabilidade de falha em função do tempo (Figura 5.4) que permitirá a determinação da vida útil.

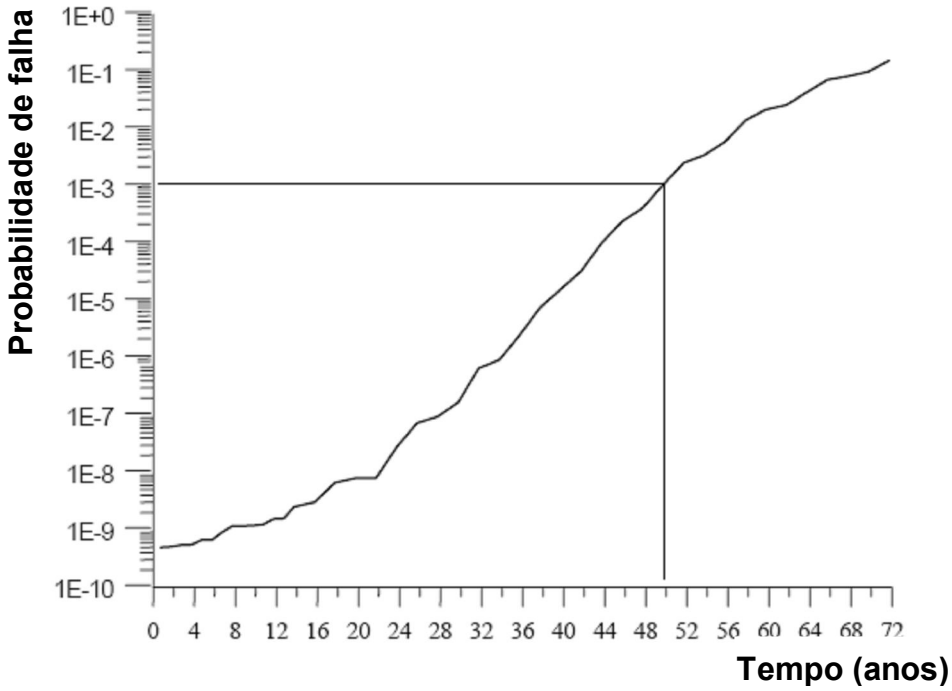


Figura 5.4 – Gráfico de probabilidade de falha em função do tempo.

Fonte: Da Silva (2005).

5.3.3 Modelos matemáticos

O ponto que ainda pode gerar complicações é a definição do modelo matemático a ser utilizado e que representará a evolução da deterioração da estrutura. A patologia mais comum nos edifícios é a corrosão das armaduras, principalmente na parte inferior de pilares de garagens. Os mecanismos de deterioração principais são; o ataque de cloretos e a despassivação por carbonatação.

No Brasil, foram realizadas várias pesquisas sobre o ataque de cloretos mas pouco tem sido feito em relação à carbonatação em termos de modelagem. Em Da Silva (1998) é apresentado uma análise de vários modelos matemáticos em relação a diversos tipos de deterioração, sendo em maior número em relação à carbonatação. Porém, todos os modelos

analisados foram desenvolvidos para materiais e condições de outros países, principalmente do hemisfério norte.

Um ponto de partida para a definição de um modelo para a frente de carbonatação é o modelo proposto pelo CEB (1997). Como contribuição para um direcionamento das pesquisas, foi verificado que, em alguns trabalhos de inspeção em estruturas existentes, a absorção apresentou resultados com a mesma tendência dos valores da profundidade de carbonatação (DA SILVA, 2005). Desta forma, é possível que um modelo que tenha como uma das variáveis a absorção, possa estimar com boa aproximação o avanço da frente de carbonatação.

5.4 PROGRAMA PREVIU

5.4.1 Introdução

Para a implementação do método, foi desenvolvido por Da Silva (1998), um programa de computador em linguagem Fortran 32, chamado de PREVIU. Utilizou-se o editor FORTRAN Visual Workbench versão 1, que faz parte do programa Power Station, desenvolvido pela Microsoft Corporation (1993) para utilização em computadores pessoais. O programa pode ser usado também em grandes sistemas, além de ser compatível com o FORTRAN 77. Um esquema do programa PREVIU, está representado na (Figura 5.5).

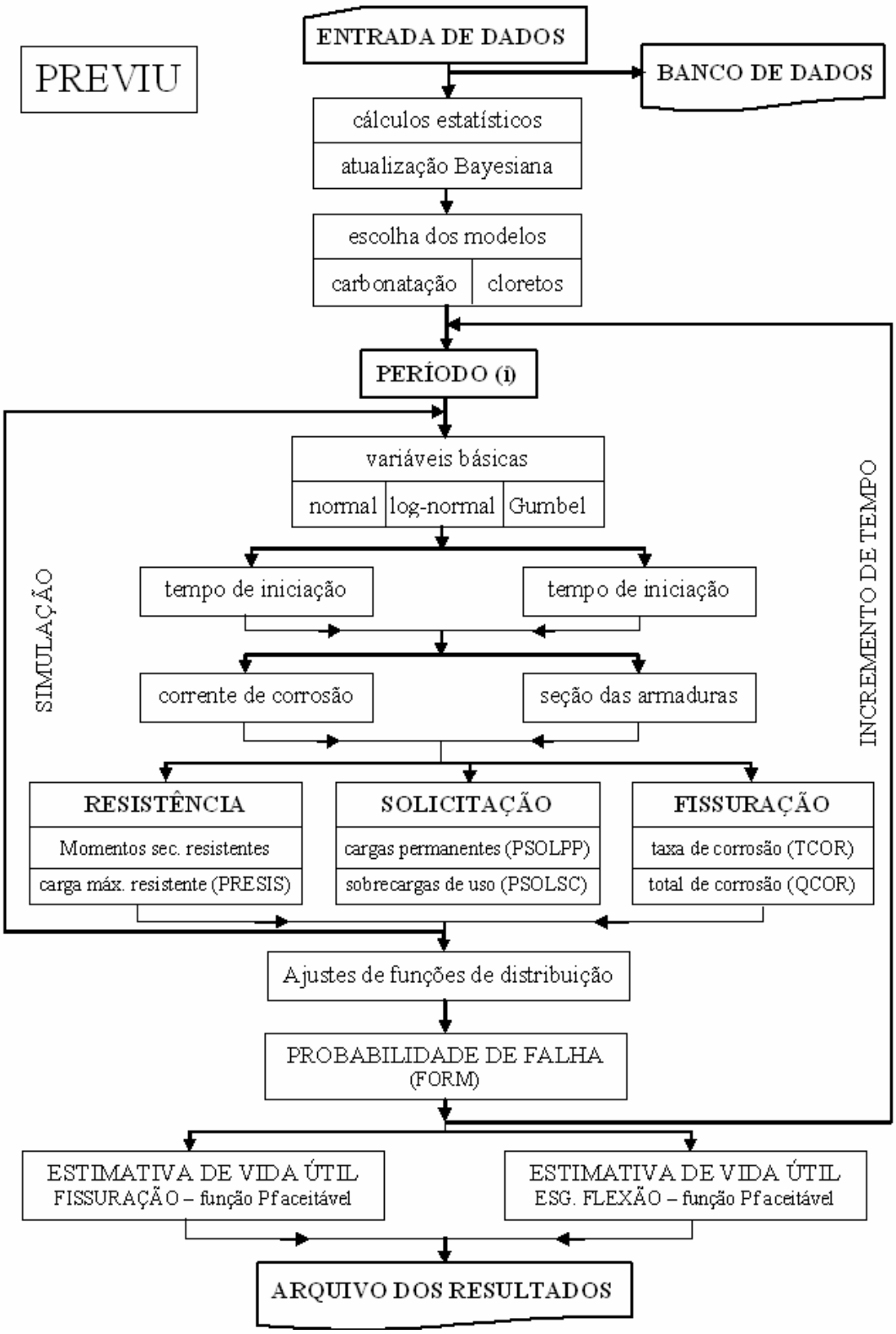


Figura 5.5 – Fluxograma do programa PREVIU.

Fonte: Da Silva (1998).

O objetivo do programa é calcular a probabilidade de falha de uma estrutura para intervalos de tempo a partir da construção da edificação, até um período adotado. O cálculo é para o fim da capacidade portante da estrutura e o aparecimento de fissuras, além de ser possível obter outras informações como: a carga máxima que a estrutura resiste, as cargas permanentes e simulações de sobrecargas para usos diversos. Os dados obtidos nas inspeções são armazenados em um banco de dados. A descrição do programa encontra-se no anexo 1.

A seguir serão apresentados os dados que foram levantados durante a inspeção realizada. Estes dados serão processados pelo sistema descrito para que se chegue a estimativa da vida útil que é o objetivo principal deste trabalho.

CAPÍTULO 6
LEVANTAMENTO DE DADOS PARA ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL DA ESTRUTURA DURANTE A EXECUÇÃO

6.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem por finalidade a aplicação da metodologia desenvolvida anteriormente, viabilizando a estimativa da vida útil da estrutura durante a execução. A metodologia requer inicialmente a obtenção de dados, que pode ser dividida em três fases: a primeira obtida durante a fase de construção, onde foram acompanhados e obtidos dados referentes aos materiais empregados, como o concreto e o aço. A segunda fase se refere a inspeção da obra onde se fez os ensaios de ultrasom, de resistividade, cobrimento das armaduras e esclerometria, e a terceira fase foram obtidos através de orgãos como o INMET (Instituto Nacional de Metereologia) ligado ao Ministério de Agricultura e pecuária, que forneceu dados relativos ao meio ambiente como temperatura e umidade relativa do ar.

Seguindo a orientação do método para estimar a vida útil da estrutura, foi feito ainda o cadastro da edificação, dados dos fornecedores, cargas atuantes estabelecidas em projetos, além dos que já foram mencionados.

A estimativa da vida útil depende de todos os dados aqui levantados, por isso o acompanhamento da obra foi imprescindível, como também os dados extra obra como os dados ambientais.

Após a coleta dos dados, estes foram analisados com o emprego do programa de análise estatística Statgraphics (MANUGISTICS, 2000). O programa permitiu a definição da função de densidade de probabilidade que, mediante o teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov, melhor se ajustou aos dados obtidos, bem como os parâmetros de definição da variável ajustada. Este teste foi empregado por ser específico para distribuições contínuas, que é o tipo que será utilizado pelo sistema para estimar a vida útil da estrutura.

O teste Kolmogorov-Smirnov é baseado na diferença máxima entre uma distribuição acumulativa empírica e uma hipotética. Pontos percentuais são apresentadas, e um limite inferior para a função é determinado. O KS-teste tenta determinar se dois dados diferem significativamente e tem a vantagem de fazer qualquer hipótese sobre a distribuição de dados.

6.2 DESCRICÃO DO EDIFÍCIO

6.2.1 Edifício

Trata-se de um edifício da UFTM (Universidade Federal do Triângulo Mineiro), onde funcionará o centro educacional, situado no município de Uberaba-MG, composto de 5 pavimentos e uma área de 13.891,40 m². O período de construção está previsto para junho de 2007 à abril de 2009. (Figura 6.1). Dispõe-se de toda documentação técnica referente a projetos, memoriais, diários de obra, notas fiscais de materiais adquiridos e ainda os resultados do controle tecnológico do concreto e do aço recebidos em obra.

Figura 6.1 – Fotos do edifício em construção.

Efetuou-se controle tecnológico do concreto e do aço. Os projetos existentes foram disponibilizados para a pesquisa, sendo que, somente o estrutural foi solicitado. A seguir estão listadas algumas informações gerais sobre o edifício. O projeto de forma-se encontra-se no anexo 2.

- Número de pavimentos: 5, sendo: 3 tipo, 1 térreo e 1 subsolo.
- Altura do edifício: 24,08 m
- Área total: 13.891,40 m^2
- Volume de concreto: 3884 m^3
- Resistência à compressão do concreto: 22 MPa (usinado)
- Tipo de cimento: CPII-E-32
- a/c = 0,6

6.3 DADOS DOS FORNECEDOES

6.3.1 Cimento

CP II E- 32

6.3.2 Concreto

O concreto foi fornecido pela usina de concreto "CIPLAN" localizado no município de Uberaba. O controle tecnológico do concreto ficou a cargo da "CONTEPROENG LTDA".

6.3.2.1 Traço

O traço utilizado em massa foi: 1 kg de cimento, 3,74 kg de agregado miúdo, 3,48 kg de agregado graúdo e 0,6 kg de água.

f_{ck} = 22 MPa,

Lançamento bombeado

Adensamento mecânico.

As quantidades para se produzir 1 m³ de concreto em massa foram:

- Cimento: 275 kg
- Brita 1: 717 kg
- Brita 0: 239 kg
- Areia natural: 617 kg
- Areia artificial: 411 kg
- Água: 163 l
- Aditivo CHRYSO 213 R: 0,95 l

6.3.3 Aço

Todo o aço foi fornecido pela Gerdau, sendo corte e armação feitos na obra por funcionários contratados pela empresa construtora.

6.4 DADOS DO AMBIENTE

6.4.1 Concentração de CO_2

Em função da grande dificuldade em se obter os dados relativos ao CO_2 no interior dos edifícios, os dados que aqui serão utilizados, são baseados em estudos realizados por Da Silva (1998), considerando a média mundial em 1992 de 356,26 ppm e que há um incremento na ordem 1,54 ppm por ano. Portanto, será considerado a concentração de CO_2 de 420 ppm, sendo 356,26 de 1992 mais 17 x 1,54, que é de 1993 à 2009 e mais 25 x 1,54 que será a média para os próximos 50 anos. O desvio padrão será considerado de 63 ppm

com o COV de 0,15, conforme pesquisa de Da Silva (1998). Os valores adotados são apresentados na Tabela 6.1:

Tabela 6.1 – Dados relativos a concentração de CO_2 .

Média (ppm)	Desvio padrão (ppm)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
420	63	0,15	LN	0,34

6.4.2 Coeficiente de difusão do dióxido de carbono

Da Silva (2002), apresenta algumas funções para se determinar o coeficiente de difusão do CO_2 no concreto carbonatado. A proposta que melhor se adequa ao trabalho desenvolvido é a proposta no código Modelo 90 (CEB), onde se leva em consideração a resistência do concreto, com o qual se obteve resultados que serão utilizados. A resistência considerada foi de 23,68 MPa. A equação 6.1 define o coeficiente e o resultado é apresentado na Tabela 6.2.

$$D_{CO2} = -10^{-(6,5+\frac{fck}{20})} \tag{6.1}$$

Fonte: (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Onde:
D_{CO2}= é o coeficiente de difusão do CO_2 no concreto (m^2 / s)
f_{ck} = é a resistência característica a compressão do concreto (MPa)

Para se calcular o coeficiente de difusão do CO_2 no concreto, utilizou-se a média da resistência do concreto dos corpos de prova durante a construção, consequentemente seu desvio padrão e o coeficiente de variação.

Tabela 6.2 – Coeficiente de difusão do CO_2 no concreto mediante processo de simulação.

Quant. amostras	f_{ck} (MPa)	Média (m^2/s)	Desvio padrão (m^2/s)	COV	Função de densidade
156	23,68	$2,07x10^{-8}$	$5,17x10^{-9}$	0,25	Normal

6.4.3 Umidade relativa do ar

Os dados referentes a umidade relativa do ar aqui apresentados, foram fornecidos pelo INMET (Instituto Nacional de Metereologia), da unidade de Uberaba e apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Dados relativos a umidade relativa do ar na cidade de Uberaba.

ANO	Média (%)	Desvio padrão (%)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
1998/2008	66,28	14,59	0,22	Normal	0,044

Com os dados obtidos, obtém-se graficamente a curva da densidade para a umidade relativa do ar, como mostra a Figura 6.2.

Figura 6.2 – Curva de Distribuição da Umidade relativa do ar em Uberaba-MG.

Pode-se ainda, obter o gráfico da frequência, através da Figura 6.3, referente ao histograma.

Figura 6.3 – Gráfico da frequência da Umidade relativa do ar em Uberaba-MG.

6.4.4 Temperatura

Os dados sobre a temperatura, assim como a umidade relativa do ar, foram fornecidos pelo Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento, dados coletados e processados pelo INMET (Instituto Nacional de Metereologia) unidade de Uberaba. Como foi comentado na introdução, utilizou-se o Statgrafhics (MANUGISTICS, 2000). Os dados são apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Dados relativos a Temperatura da cidade de Uberaba-MG.

ANO	Média (ºC)	Desvio padrão (ºC)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
1998/2008	22,53	2,65	0,118	Normal	0,09

Na Figura 6.3 pode-se observar através do gráfico da curva da densidade para a temperatura do período de dez anos.

Figura 6.4 – Curva da Distribuição da Temperatura em Uberaba-MG.

Na Figura 6.4 é mostrado através do gráfico de histograma, a freqüência da temperatura no período de dez anos.

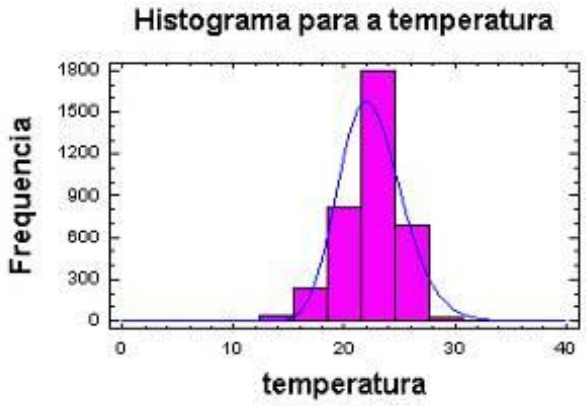


Figura 6.5 – Gráfico da frequência da Temperatura em Uberaba-MG.

6.5 CARGAS

A sobrecarga adotada é a de projeto estabelecida pela norma , que foi de 3 kN/m², pois é um prédio novo e sua utilização será a pré determinada. Como será estimado só o período inicial que é o de carbonatação, as cargas não serão consideradas neste trabalho.

6.6 DADOS DE CONTROLE DE RECEBIMENTO

6.6.1 Concreto

O controle do concreto foi realizado por uma empresa contratada pela construtora e paralelamente a concreteira também realizou ensaios. Os dados foram fornecidos pela construtora e desenvolvidos pela empresa especializada, contrada para controle do concreto. Os concretos utilizados na referida obra, foram de f_{ck}=18 MPa para a infra-estrutura e f_{ck}=22 MPa para a super-estrutura. Como o que está sendo analisado é o que está exposto ao meio ambiente, apenas o cincreto com f_{ck}=22 MPa será analisado. Foi realizado o tratamento estatístico em um universo formado por 156 amostras. Os resultados estão expostos na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Resultados do ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos do concreto de f_{ck}-22 MPa.

Quant. amostras	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
156	23,68	2,58	0,11	Normal	0,130946

É apresentado para o concreto de 22 MPa, a curva da densidade e o gráfico de freqência, nas Figuras 6.6 e 6.7 respectivamente.

Figura 6.6 – Curva da distribuição da Resistência do Concreto de 22 MPa.

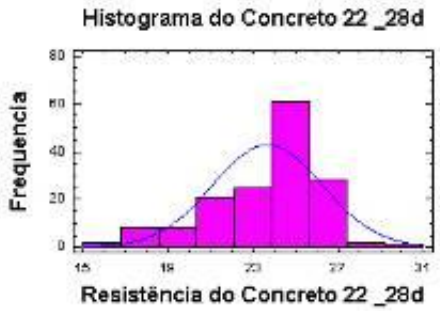


Figura 6.7 – Frequência da Resistência do Concreto de 22 MPa.

6.6.2 Aço

Na Tabela 6.6, são apresentados os resultados das resistências à tração das barras de aço tipo CA-50 de bitolas 6,3 mm, 10,0 mm e 12,50 mm, de interesse a este trabalho. Estas são as bitolas das barras de aço que compõem a maioria das armaduras da obra. Os aços utilizados atendem a norma ABNT NBR 7480:2007. Os relatórios foram fornecidos pela empresa fabricante e têm um controle rigoroso de qualidade.

Tabela 6.6 – Resultado de ensaio em barras e fios de aço destinados à armadura de concreto relativos ao limite de escoamento do aço CA-50.

Quant. amostras	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
45	586,35	32,27	0,055	Normal	0,114211

Foram apresentados também, os ensaios do aço utilizados do tipo CA-60, conforme Tabela 6.7:

Tabela 6.7 – Resultado de ensaio em barras e fios de aço destinados à armadura de concreto relativos ao limite de escoamento do aço CA-60.

Quant. amostras	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
40	714,36	44,07	0,06	Normal	0,164605

6.7 INSPEÇÃO

As inspeções realizadas utilizaram técnicas não destrutivas, no local, com o objetivo de se determinar a resistência, o cobrimento das armaduras e geometria das peças. Esses dados são de fundamental importância para se estimar a vida útil da estrutura.

6.7.1 Inspeção no concreto

As inspeções no concreto foram realizadas por equipamentos modernos para tal fim, com o objetivo de se comparar os resultados obtidos no ensaio de ruptura e verificar a uniformidade do concreto. Os ensaios de inspeção foram de esclerometria, ultra-som, paqueometria e resistividade.

6.7.1.1 Esclerometria

O levantamento destes dados são apresentados na Tabela 6.8

Tabela 6.8 – Dados relativos a resistência do concreto por esclerometria.

Quant. amostras	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
147	35,367	2,598	0,07	LN	0,1338

6.7.1.2 Ultra-som

Os resultados da exploração ultra-sônica dos pilares e vigas da garagem (subsolo), são apresentados na Tabela 6.9. Os dados foram obtidos por um equipamento de ultrasom, que foram processados por um sistema de computador Statgrafics (MANUGISTICS, 2000). A função de densidade que melhor se adequou aos dados foi Log-normal, estabelecendo um valor de Kolmogorov-Smirnov.

Tabela 6.9 – Resultados da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas.

Quant. amostras	Média (m/s)	Desvio padrão (m/s)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
81	3578,06	101,958	0,028	LN	0,08084

6.7.1.3 Resistividade

Através do Resi, equipamento utilizado para medição de resistividade do concreto, e utilizado na obra estudada. 0s resultados são apresentados na Tabela 6.10:

Tabela 6.10 – Dados relativos a resistividade.

Quant. amostras	Média (Ω.m)	Desvio padrão (Ω.m)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
27	22,00	6,305	0,07	Normal	0,13344

6.7.2 Cobrimento

Através da utilização do pacômetro, foi possível realizar as medidas reais de cobrimentos e determinar a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação para posteriormente se calcular a função de distribuição, também chamada de densidade. São apresentados os cobrimentos das barras longitudinais na Tabelas 6.11.

Tabela 6.11 – Caracterização do cobrimento das armaduras longitudinais.

Quant. Amostras	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
118	31,4	6,95	0,2213	Normal	0,119941

O cobrimento dos estribos que são tranversais e se posicionam antes dos longitudinais, se basearam no diâmetro especificado em projeto que foi de 4,2 mm, portanto a partir dos dados obtidos foram subtraídos essa medida, calculado uma nova média e desvio padrão que são apresentados na Tabela 6.12.

Tabela 6.12 – Caracterização do cobrimento das armaduras tranversais.

Quant. amostras	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
118	27,2	6,95	0,2555	Normal	0,119941

Para comparações e análises, serão feitos as caracterizações dos cobrimentos das vigas e pilares independentes. Esses dados são mostrados nas Tabelas 6.13 e 6.14

Tabela 6.13 – Caracterização do cobrimento das armaduras tranversais das vigas.

Quant. amostras	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
24	22,6	4,72	0,2088	Normal	0,119941

Tabela 6.14 – Caracterização do cobrimento das armaduras tranversais dos pilares.

Quant. amostras	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
94	28,133	7,09	0,2520	Normal	0,119941

6.7.3 Geometria

Em uma amostragem dos elementos estruturais foi realizada o que se chama de caracterização geométrica, com o levantamento de medidas das seções transversais, alturas e comprimentos, tanto nas lajes, quanto em vigas e pilares. Os resultados processados estatisticamente foram ajustados via distribuição normal. Este procedimento visou à obtenção de valores mais representativos da carga permanente e uma conseqüente redução das incertezas de projeto, conforme já exposto. As peças medidas tinham medidas de projetos de 12, 20 e 60 cm, respectivamentes. Os resultados são apresentados na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 – Caracterização da geometria das secções.

Quant. amostras	Média (cm)	Desvio padrão (cm)	COV	Função de densidade	Kolmogorov-Smirnov
20	13,326	0,867	0,065	Normal	0,244
60	20,557	0,236	0,011	LN	0,2364
60	60,612	0,429	0,007	Normal	0,2486

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 (ABNT NBR 14931: 2004).

6.7.4 Materiais

Para alguns modelos que seram utilizados, são necessários ainda, dados referentes aos materiais utilizados na confecção do concreto, como massa específica real dos agregados e do cimento. Esses dados foram obtidos com a concreteira, que os disponibilizou, e encontram-se apresentados na Tabela 6.16.

Tabela 6.16 – Massa específica real (γ), dos materiais.

Quant. amostras	Material	Média (Kg/dm³)	Desvio padrão (Kg/dm³)	COV	Função densidade
56	**Cimento**	3,095	0,0406	0,013	LN
39	**Agregado**	2,56	0,047	0,018	LN

6.8 DADOS PARA ANÁLISE DE COMPARAÇÕES

Alguns dados coletados não serão utilizados para o processamento, mas serviram de parámetros e comparações para a veracidade de outros, ou ainda para verificar a homogeneidade dos materiais. Esses dados são apresentados de forma suscinta na Tabela 6.17

Tabela 6.17 – Caracterização das Variáveis para comparações.

Variável	Unidade	Média	D.p	COV	Fdp	K-S
Esclerometria	(MPa)	35,367	2,598	0,07	LN	0,1338
Velocidade de ondas ultra-sônicas	(m/s)	3578,06	101,958	0,028	LN	0,08084
Resistividade	(Ω.m)	22,00	6,305	0,07	Normal	0,13344
Resistência CA-50	(MPa)	586,35	32,27	0,055	Normal	0,11421
Resistência CA-60	(MPa)	714,36	44,07	0,06	Normal	0,16460

Com os dados levantados e apresentados, no próximo capítulo serão processados para que se obtenha então o resultado final, que será a probabilidade de falha ao longo dos anos, com o qual se estimará a vida útil da estrutura. Na figura 6.8, pode-se observar o as inspeções de ultra-sonografia, realizadas na obra.

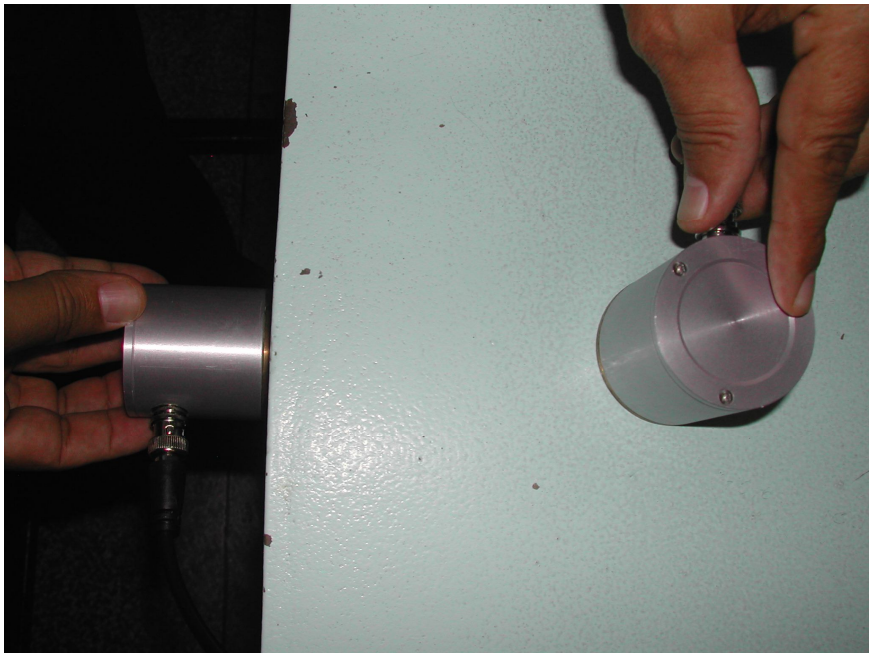


Figura 6.8 – Ensaio de ultra-sonografia.

CAPÍTULO 7
ESTIMATIVA DA VIDA ÚTIL

7.1 INTRODUÇÃO

Como foi apresentado no capítulo 5, o método desenvolvido bem como o programa PREVIU, aqui será aplicado, baseado no levantamento dos dados apresentados no capítulo 6. Após o processamento será feito a análise para se estimar a vida útil da estrutura.

No capítulo 3, foi feita a definição de vida útil, conforme modelo apresentado por Helene, (1993), a vida útil de projeto corresponde ao tempo que vai até a despassivação da armadura, também chamado de período de iniciação que corresponde ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação atinja as armaduras. A vida útil de serviço ou de utilização corresponde ao período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, e estes envolvem a utilização, carregamentos e outras variáveis já mencionadas, em capítulos anteriores, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento. Esta vida útil é muito variável de caso para caso, pois em certas estruturas não se admitem determinados tipos de manifestações, como manchas de corrosão ou fissuras, e em outras elas só serão levadas em consideração quando chegam a níveis que possam comprometer a funcionalidade ou segurança das estruturas (HELENE, 1993).

A terceira situação, denominada de vida útil total, corresponde ao período de tempo até a ruptura e o colapso parcial ou total da estrutura. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da secção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência entre a armadura e o concreto (HELENE, 1993).

Em funçao de ser um edifício novo, sem nenhuma utilização, a estimativa da vida útil se restringe em obter a de projeto, ou seja, determinar o tempo em que a carbonatação do concreto levará para atingir as armaduras e promover a despassivação. Portanto os modelos que serão apresentados no próximo item, foram escolhidos baseado apenas na carbonatação.

7.2 ESCOLHA DOS MODELOS DE DETERIORAÇÃO

No capítulo 3 foram apresentados alguns modelos de deterioração do concreto que podem ser utilizados neste trabalho, entretanto, o programa PREVIU, desenvolvido por Da Silva (1998), foi desenvolvido para a estimar a profundidade de carbonatação com alguns deles, como: Smolczik (1969), Schiessl (1976), Tuutti (1982), Sitter (1982), Vesikari (1988), Morinaga (1990), Bob y Bob (1991) y el de Papadakis et al. (1992).

Dentro desse grupo, alguns modelos podem ser utilizados sem restrições em função dos dados disponíveis, outros necessitam poucos dados, porém são funções de uma única variável e devem ser usados em casos que esta variável pode ser bem definida e quando o objetivo é um estudo preliminar de caso que sirva como base para uma análise mais rigorosa.

Os modelos escolhidos se basearam em estudos mais recentes e levando em considerações os dados obtidos, sendo eles Morinaga (1990), Bob y Bob (1991) e Papadakis et al. (1992), que serão descritos a seguir.

7.2.1 Morinaga (1990)

Segundo Da Silva (1998), esse modelo se baseia em uma série de experimentos orientados ao estudo da velocidade de carbonatacão. São propostas as equações 7.1 e 7.2 para estimar a profundidade de carbonação:

para $W \leq$ 60 %

$$x_c = (C/5)^{1/2} x 2{,}44 x (1{,}391 - 0{,}174 HR + 0{,}0217 T) x (4{,}6 W - 1{,}76) x \sqrt{t} \qquad (7.1)$$

Para $W > 60\%$

$$x_c = (C/5)^{1/2} x 2{,}44 x (1{,}391 - 0{,}174HR + 0{,}0217T) x [(4{,}9x(W - 0{,}25)/(1{,}15 + 3W)^{1/2}] x \sqrt{t} \quad (7.2)$$

onde:

x_c = é a profundidade de carbonatacão (mm)
W = relação água / cimento (kg/kg)
C = concentração de CO_2 na atmosfera (%)
HR = umidade relativa (%)
T = temperatura ambiental (ºC);
t = tempo (dias).
R = parâmetro para considerar o tipo de revestimento na velocidade de carbonatação

Neste estudo se considera o concreto sem revestimento, por isso se adota o valor de 1 para R. As outras variáveis que foram apresentadas no capítulo 6, estão resumidas na Tabela 7.4, e na Tabela 7.1 é apresentado somente os dados utilizados por esse modelo.

Tabela 7.1 – Variàveis e valores determinados através do modelo de Morinaga

Variável	Unidade	Média	D.p	COV	Fdp
a/c	(kg/kg)	0,6	-	-	-
Concentração de CO_2	(ppm)	1083	168,08	0,15	LN
Umidade Relativa	(%)	66,28	14,59	0,22	Normal
Temperatura	(ºC)	22,53	2,65	0,118	Normal

Da Silva (1998) apresenta ainda, gráficamente, a influência que cada variável tem no modelo desenvolvido por Moringa que pode ser visto na Figura 7.1.

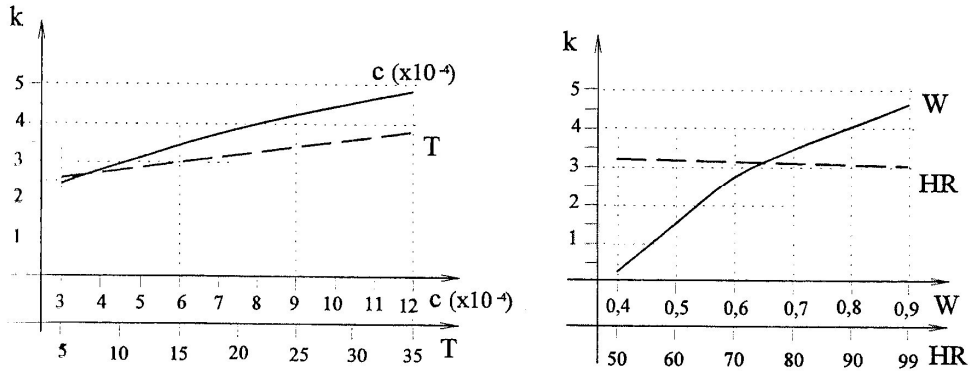


Figura 7.1 – Influência das variáveis na carbonatação no modelo de Morinaga.

Através dos gráficos da Figura 7.1, fica claro a preponderante influência da relação água/cimento no coeficiente de carbonatação. Esta influência se traduz na relação entre o valo máximo e mínimo de y, em torno de 20 vezes a variação do fator a/c de 0,4 a 0,9. Para a concentracãao de CO_2 na atmosfera esta relação é de 2 vezes. A temperatura e a umidade relativa do ar mantém pouca influência no modelo.

Em uma combinação de valores das variáveis com C=0,12%; HR=50%; T =35ºC e W=0,9, se obtem um valor de k = 8,65 $mm/\sqrt{ano}$ e para os valores de C=0,03%; HR=99%; T=5 ºC e, W=0,4 o valor de k mínimo é 0,14 $mm/\sqrt{ano}$. Para os valores básicos C = 0,05%; HR = 60%; T = 19ºC y W = 0,65 o valor de k intermediário é de 3,15 $mm/\sqrt{ano}$.

7.2.2 Bob e Bob (1991)

Da Silva (1998) cita que Bob y Bob (1991) propôs um modelo baseado em estudos de casos reais, em outros modelos disponíveis, previamente publicados, e em experiências próprias. O modelo, apresentado na equação 7.3, depende da resistência à compressão do concreto e parâmetros que mantêm uma correspondência com os principais fatores que influenciam na carbonatação. A permeabilidade, que é uma importante propriedade na relação dos mecanismos de transporte no concreto, aqui representada pela resistência a compressão f_c.

$$x_c = 150(c \text{ x } K \text{ x } d / f_c) \text{ x } \sqrt{t} \tag{7.3}$$

onde:

x_c = é a profundidade de carbonatacão (*mm*)

f_c = resistência a compressão do concreto (*N/mm²)*

t = tempo de exposição (*anos*).

Bob e Afana apud Da Silva (1998) definem os valores para os parâmetros que participam no modelo. A capacidade de fixação de CO_2 no cimento é considerada através do parâmetro c referente ao tipo de cimento:

c = 1,0 para cimento Portland classe CP40 e CP45 e, 0,8 p/ CP50 e CP55

= 1,2 p/ cimento Portland com 15% de adicões

= 1,4 y 2,0 p/ cimento portland com o máximo de 30% e 50% de adições

Os parametros K e d representam as condições ambientais e a concentração do dióxido de carbono na superficie respectivamente:

K = 1,0 p/ condições interiores ($HR \leq 60$)

= 0,7 p/ condições exteriores protegidas de molhagem ($70 \leq HR \leq 75$)

= 0,5 p/ condições exteriores médias ($80 \leq HR \leq 85$)

= 0,3 p/ concreto exposto a umidade ($HR > 90$)

d = 1,0 e 2,0 p/ concentrações de CO_2 de 0,03% e 0,1%

A Tabela 7.2 apresenta as variáveis utilizadas pelo modelo com os respectivos valores obtidos durante e após a execução da edificação.

Tabela 7.2 – Variáveis e valores determinados através do modelo de Bob e Bob

Variável	Unidade	Média	D.p	COV	Fdp
c	-	1,4	-	-	-
K	-	1,0	-	-	-
d	-	2,0	-	-	-
f_c	(N/mm²)	23,68	2,58	0,11	Normal

Como foi apresentado no modelo de morinaga, aquí também é apresentado a influência de cada variável no processo de carbonatação, na Figura 7.2

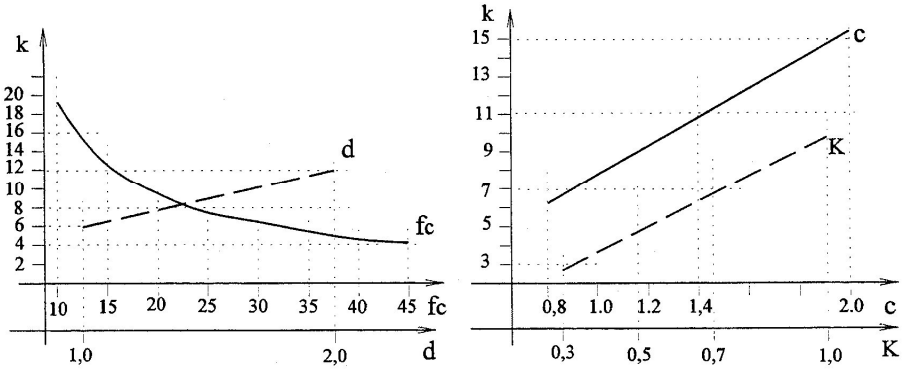


Figura 7.2 – Influência das variáveis na carbonatação no modelo de Bob e Bob.

O intervalo de valores de k determinados pelo modelo é relativamente grande, variando de 0,8 $mm/\sqrt{ano}$, para os valores de c = 0,8; K = 0,3; d = 1,0 y f_c = 45, obtém-se 60 mm/*ano* para c = 2,0; K = 1,0; d = 2,0 y f_c = 10. Mesmo o valor de k para os valores básicos são elevados, equivalente a 7,68 $mm/\sqrt{ano}$.

7.2.3 Papadakis et al (1992)

O modelo proposto por Papadakis et al. (1992) citado por Da Silva (1998), está baseado na conservação das massas de dióxido de carbono, hidróxido de cálcio e silicato tricálcio hidratado para umidades relativas maiores que 50%. O modelo é válido para aplicações em condições internas e externas protegidas de chuvas, pois considera que há equilíbrio higrotérmico entre a humidade relativa do ambiente e o sistema de poros do concreto. Inicialmente, Papadakis desenvolveu uma equação matemática de difícil aplicação. Para transformá-la o autor desenvolveu as equações da concentração molar, as quais dependem da composicão do cimento e do concreto ou argamassa, e o coeficiente de difusão do CO_2 do concreto, que por sua vez depende do volume e da estrutura dos poros e sobretudo da humidade relativa. Realizando certas aproximações, os autores propuseram a equação 7.4:

$$x_c = 350(\rho_c / \rho_\omega)\,\mathrm{x}[(\omega/\mathrm{c}) - 0{,}3]/[1 + (\rho_\mathrm{c} / \rho_\omega)\,\mathrm{x}(\omega/\mathrm{c})]\,\mathrm{x}(1 - \mathrm{HR}/100)\,\mathrm{x}$$
$$\{[1 + (\rho_c / \rho_\omega)\,\mathrm{x}(\omega/\mathrm{c}) + (\rho_\mathrm{c} / \rho_{ar})\,\mathrm{x}(\mathrm{ar/c})]\mathrm{x}\; yCO_2\}^{1/2}\,\mathrm{x}\,\sqrt{t} \qquad (7.4)$$

onde:

x_c	= é a profundidade de carbonatacão (*mm*)
$[CO_2]^0$	= concentração de CO_2 no ambiente em mol por volume
$D_{e,CO2}$	= coeficiente de difusão de CO_2 no concreto (%)
$[CH]$	= concentração molar de $Ca(OH)_2$ no concreto
$[\,CSH\,]$	= concentração molar de *CSH* (totalmente hidratado);
t	= tempo (dias).
$\rho_c, \rho_\omega, \rho_{ar}$	= densidades do cimento, água e agregados respectivamente
$\omega / c,\ ar / c$	= relações água/cimento e agregado/cimento respectivamente
y_{CO2}	= concentração de CO_2 no ambiente por volume
HR	= umidade relativa (%)

No modelo proposto (equação 7.4), são consideradas as principais variáveis que afetam o proceso de carbonatação, apesar de ser de forma implícita. A validação do modelo tem sido através de ensaios acelerados de carbonatação.

As variáveis obtidas no acompanhamento e inspeções que serão utilizadas neste modelo, são apresentadas na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Variàveis e valores determinados através do modelo de Papadakis et al.

Variável	**Unidade**	**Média**	**D.p**	**COV**	**Fdp**
ρc	(kg/m³)	3095	40,64	0,013	LN
ρ_{ag}	(kg/m³)	2560	46,90	0,018	LN
ω/c	(kg/kg)	0,6	-	-	-
ag/c	(kg/kg)	7,22	-	-	-
Cco_2	(%)	0,1083	0,017	0,15	LN
HR	(%)	66,28	14,59	0,22	Normal

Na Tabela 7.3 e no gráfico da Figura 7.3, a umidade relativa é a variável que apresenta a maior influência no coeficiente de carbonatação com uma relação entre os valores de *k* máximo e mínimo na ordem de 50 vezes. Esta relação elevada deve ser atentamente analizada. Na realidade, a umidade relativa participa no modelo a partir do desenvolvimento da equação do coeficiente de difusão de CO_2, ou seja, que esta influência deve ser largamente atribuída ao coeficiente de difusão. Outra variável com grande influência também é a relação água/cimento (*W)* no coeficiente de carbonatação. Esta influência gera uma relação entre o valor máximo e mínimo de *k* em torno de 4 vezes para a variação de *W* de 0,4 a 0,9. Para a concentração do CO_2 na atmosfera esta relação é de 2 vezes e para a relação agregados-cimento, de 1,3. As outras variáveis, densidade do cimento e do agregado não produzem influência apreciáveis quando são variadas segundo o intervalo proposto.

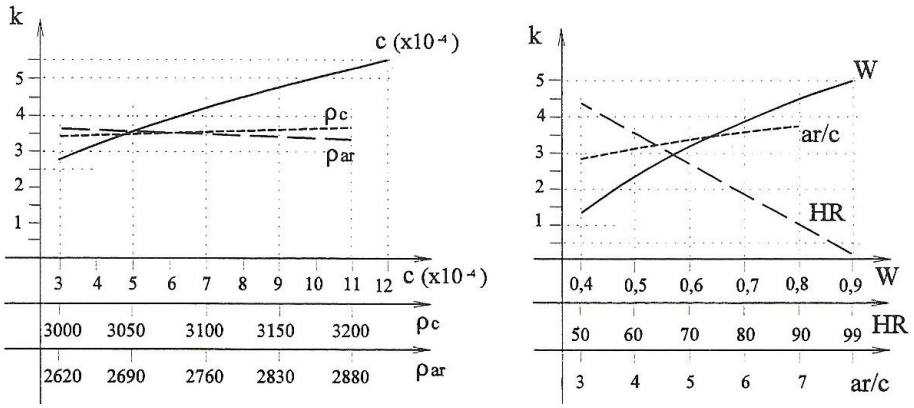


Figura 7.3 – Influência das variáveis na carbonatação no modelo de Papadakis.

7.3 RESUMO DOS DADOS PARA PROCESSAMENTO

Os dados obtidos que serão utilizados pelo programa para se estimar a vida útil da estrutura são apresentados de forma resumida na Tabela 7.4. Outros dados que não foram utilizados diretamente nos cálculos, apenas para ponderações e comparações, poderão ser aproveitados em estudos futuros.

Tabela 7.4 – Caracterização das Variáveis para estimativa da vida útil.

Variável	Unidade	Média	D.p	COV	Fdp	K-S
Conc.de CO_2	(ppm)	420	63	0,15	LN	0,34
C. difusão p/ a/c=0,6	(m²/s)	$6{,}72 \times 10^{-7}$	$1{,}67 \times 10^{-7}$	0,25	Normal	-
Umidade Relativa	(%)	66,28	14,59	0,22	Normal	0,044
Temperatura	(ºC)	22,53	2,65	0,12	Normal	0,09
Resistência Concreto	(MPa)	23,68	2,58	0,11	Normal	0,13094
Resistência CA-50	(MPa)	586,35	32,27	0,05	Normal	0,11421
Cob. arm. Longitud.	(mm)	31,4	6,95	0,22	Normal	0,11994
Cob. arm. tranversal	(mm)	27,2	6,95	0,25	Normal	0,11994
Geometria esp. laje	(cm)	13,326	0,867	0,06	Normal	0,244
Geometria Pilar,viga	(cm)	20,557	0,236	0,01	LN	0,2364
Geometria Pilar,viga	(cm)	60,612	0,429	0,01	Normal	0,2486
ρc	(kg/m³)	3095	40,64	0,01	LN	-
ρ_{ag}	(kg/m³)	2560	46,90	0,02	LN	-

7.4 RESULTADOS E ANÁLISE

Dados como o intervalo de tempo, a escolha dos números de simulações e os períodos inicial e final foram necessários para se processar as variáveis da Tabela 7.4 no programa PREVIU. Para a determinação do número de simulações, foi feita uma pré-simulação com 600, 800, 1000, 1200 e 1400 simulações, da qual se pôde concluir que, no intervalo entre 600 e 800, as simulações divergiram muito, estabilizando-se a partir de 1000. Com base nessa pré-simulação, adotou-se 1000 simulações, o período inicial de 3 anos, o final de 99 anos e o intervalo de 3 anos, totalizando 33 períodos.

Os métodos pré-escolhidos, como explicado nos itens anteriores, foram Papadakis (1992), Morinaga (1990) e Bob y Bob (1991). Utilizou-se inicialmente o modelo de Papadakis (1992) para se calcular a probabilidade de falha com os dados apresentados na Tabela 7.4, utilizando-se a média dos cobrimentos gerais (vigas e pilares), resultando no gráfico da Figura 7.4.

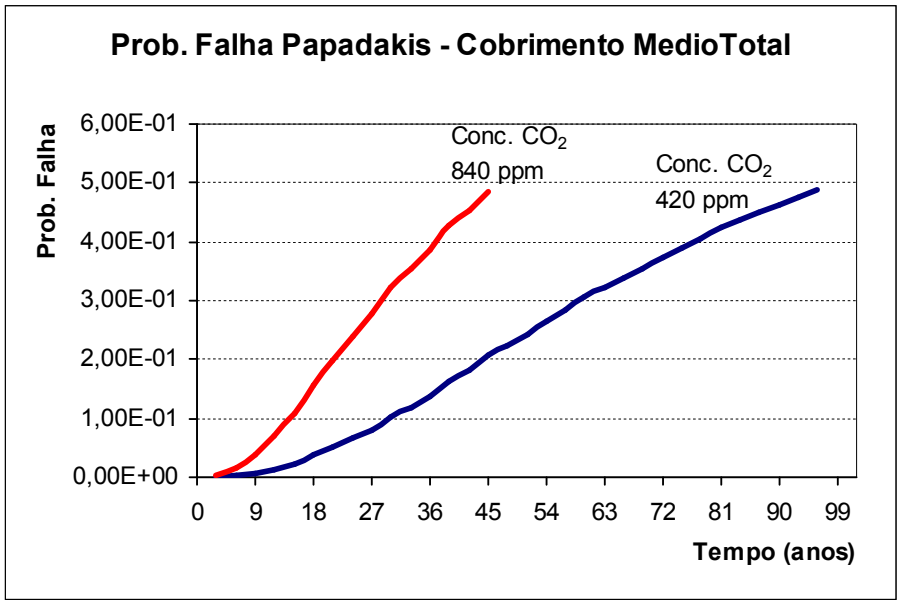


Figura 7.4 – Probabilidade de falha pelo modelo de Papadakis (1992).

Pelo gráfico da Figura 7.4, com a concentração de CO_2 de 420 ppm, pode-se obter que a probabilidade para que a frente de carbonatação atinja a armadura em 50 anos que é de 23,67%. Da mesma forma, para uma probabilidade de falha de 10^{-2} o tempo para despassivação da armadura é de 10,1 anos. Com a concentração de CO_2 de 840 ppm, a

probabilidade de falha para 45 anos está próxima da obtida para 96 anos com a concentração de CO_2 de 420 ppm.

Utilizando-se o índice de confiabilidade de 1,5 (Pf=6,681E-2) proposto pelo EUROCODE (Tabela 3.7) o tempo para despassivação da armadura será de 24,3 anos.

Em seguida, com os mesmos dados, processou-se alterando o modelo para Morinaga (1990), e os resultados são apresentados na Figura 7.5.

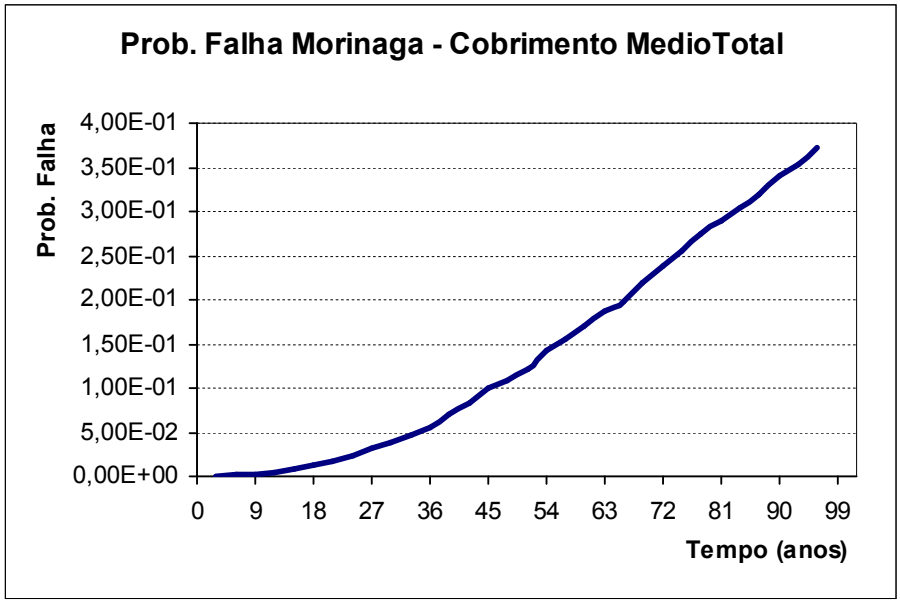


Figura 7.5 – Probabilidade de falha pelo modelo de Morinaga (1990).

Pelo gráfico da Figura 7.5 pode-se obter que a probabilidade para que a frente de carbonatação atinja a armadura em 50 anos que é de 11,73%. Da mesma forma, para uma probabilidade de falha de 10^{-2} o tempo para despassivação da armadura é de 16,1 anos.

Utilizando-se o índice de confiabilidade de 1,5 (Pf=6,681E-2) proposto pelo EUROCODE (Tabela 3.7) o tempo para despassivação da armadura é de 38,3 anos.

Assim como nos anteriores, alterou-se o modelo para Bob y Bob (1991) e obteve-se o gráfico da Figura 7.6.

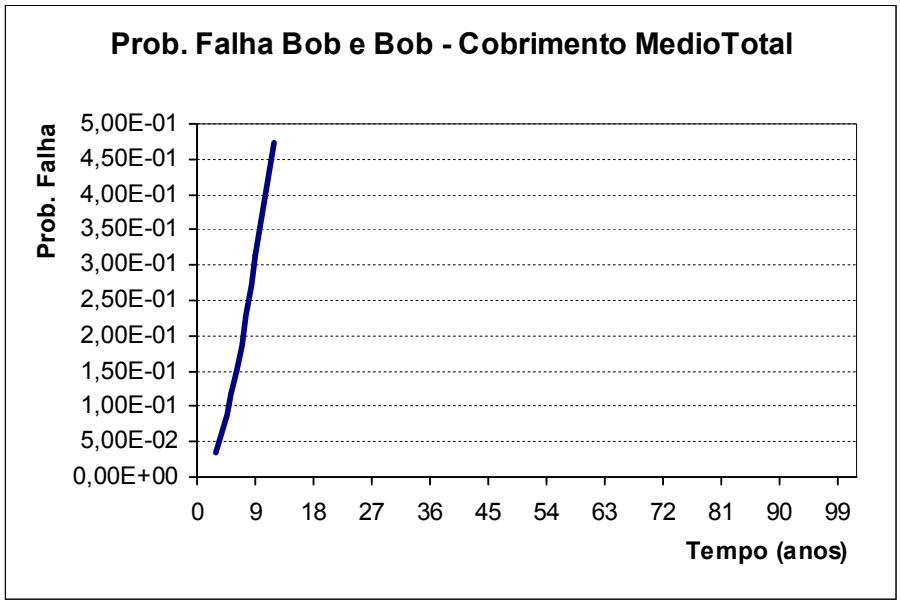


Figura 7.6 –Probabilidade de falha pelo modelo de Bob e Bob (1991).

O modelo de Bob e Bob (1991), conforme Figura 7.6, indicou uma alta velocidade de carbonatação que não é compatível com o que tem encontrado nas estruturas. Para uma probabilidade de falha de 50%, o tempo de despassivação das armaduras é de 12,5 anos.

Após o processamento dos três modelos escolhidos, definiu-se o modelo desenvolvido por Papadakis como o mais adequado para adaptar à realidade brasileira, o qual leva em consideração as variáveis que influenciam mais diretamente na carbonatação. Com esse modelo, processou-se independentemente os dados de cobrimentos das vigas e dos pilares obtendo-se o gráficos da probabilidade de falha mostrados nos gráficos das Figuras 7.7 e 7.8. As análises dos resultados e conclusões finais serão feitas no próximo capítulo.

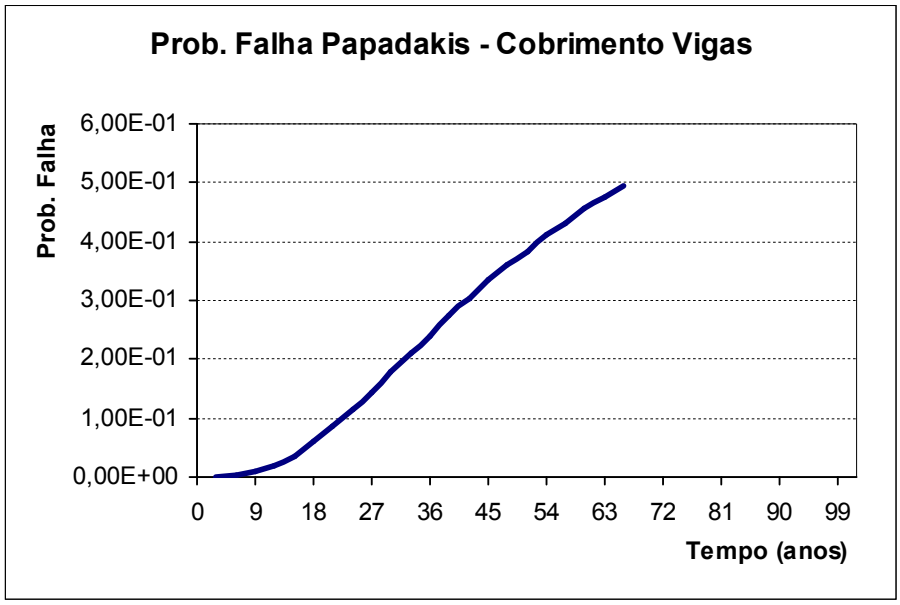


Figura 7.7 – Probabilidade de falha para as vigas pelo modelo de Papadakis (1992).

Para o cobrimento das vigas e pelo modelo de Papadakis (1992) com o gráfico da Figura 7.7 pode-se obter que a probabilidade para que a frente de carbonatação atinja a armadura em 50 anos que é de 38,10%. Da mesma forma, para uma probabilidade de falha de 10^{-2} o tempo para despassivação das armaduras das vigas é de 66,2 anos.

Utilizando-se o índice de confiabilidade de 1,5 (Pf=6,681E-2) proposto pelo EUROCODE (Tabela 3.7) o tempo para despassivação da armadura é de 18,0 anos.

Com o modelo de Papadakis (1992) e o cobrimento dos pilares, obteve-se o gráfico da Figura 7.8. Nela, pode-se obter que a probabilidade para que a frente de carbonatação atinja a armadura em 50 anos que é de 21,80%. Da mesma forma, para uma probabilidade de falha de 10^{-2} o tempo para despassivação das armaduras das vigas é acima de 100,0 anos. Utilizando-se o índice de confiabilidade de 1,5 (Pf=6,681E-2) proposto pelo EUROCODE (Tabela 3.7) o tempo para despassivação da armadura é de 25,5 anos.

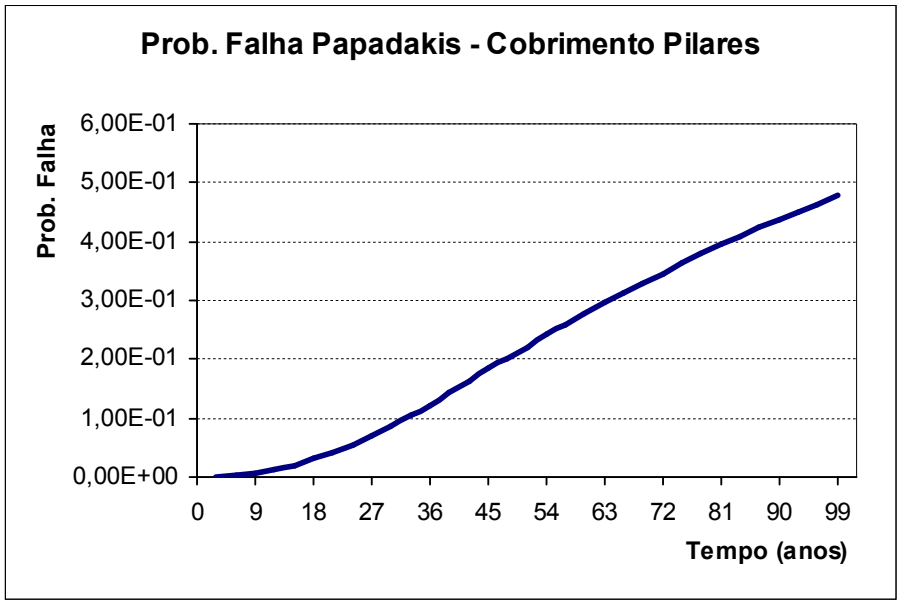


Figura 7.8 – Probabilidade de falha para os pilares pelo modelo de Papadakis.

CAPÍTULO 8
CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

8.1 CONCLUSÕES

O objetivo desta pesquisa é estimar a vida útil de uma estrutura logo após a sua execução através da aplicação de um método desenvolvido por Da Silva (2005). Utilizou-se, para isso, o programa PREVIU, com os dados levantados durante a construção. As análises e conclusões são as seguintes:

Com base no modelo de vida útil de projeto, de Helene (1993), correspondente ao tempo que se estende até a despassivação da armadura provocado pela carbonatação, também chamado de período de iniciação; utilizando os índices de confiabilidade extraídos do EUROCODE de 1,5 para 50 anos; e considerando o cobrimento obtido com todos os valores medidos, que incluem as vigas e os pilares, conclui-se que o tempo para que isso ocorra será de 24,3 anos. Como o valor do índice de confiabilidade foi proposto para o estado limite de utilização, supõe-se que também deve ser considerado um período de propagação da corrosão que aproximará aos 50 anos.

Após a análise dos resultados, obtidos a partir dos procedimentos gerais descritos e adotados, pode-se ponderar em relação a alguns pontos importantes, alcançados neste trabalho, para se estimar a vida útil da estrutura.

Primeiramente, concluiu-se que a obtenção de dados da obra e dos materiais são tarefas árduas, que fazem-se necessários um controle tecnológico dos materiais, um rigor com a execução e uma pesquisa sobre as características do meio ambiente, como temperatura, umidade relativa do ar e concentração de CO_2, e que o acompanhamento durante a

execução é imprescindível. Esses levantamentos são importantes para o sucesso do resultado final.

Destaca-se ainda a necessidade de um controle geral dos materiais, não somente da resistência e abatimento do concreto, mas também do cimento, dos agregados e principalmente da relação a/c. Obter dados da resistência, através dos relatórios da concreteira e da empresa que fez o acompanhamento tecnológico, foi relativamente fácil. Em se tratando dos demais dados, porém, constata-se que praticamente não existem.

Outro aspecto abordado se refere aos projetos. Os cobrimentos recomendados por normas ainda sofrem certa rejeição, não sendo considerados pelo meio técnico como importantes. Ainda há o preceito de que somente a resistência momentânea do concreto é importante. Sua vida útil é indevidamente desconsiderada.

A seriedade que o órgão responsável pela fiscalização ambiental imprime à sua atividade deve ser reconhecida. O Intituto Nacional de Meteorologia (INMET) faz um trabalho exemplar e sua contribuição é importante ao meio científico, pois os dados que recolhe conferem veracidade às pesquisas acadêmicas.

A praticidade do método proposto foi testada. Em função dos resultados obtidos e com base em outras ocorrências, constatou-se a sua eficiência. Dessa forma, já se pode definir numericamente a vida útil de obras, até mesmo durante as fases de projetos e execuções.

A partir dos resultados obtidos e da revisão bibliográfica relativa aos fatores que afetam a vida útil, conclui-se ainda que:

A relação a/c tem a mesma importância na vida útil como tem na resistência do concreto. A alta relação a/c aumenta os tamanhos dos poros do concreto, facilitando a penetração de gases e consequentemente a diminuição da vida útil.

O meio ambiente influencia de forma determinante na vida útil, principalmente a umidade relativa do ar, propiciadora da penetração de gases no interior do concreto.

O processo de carbonatação é inevitável, pois faz com que os materiais utilizados retornem às suas propriedades originais.

A concentração de CO_2 também tem papel fundamental na vida útil de uma estrutura e merece mais atenção futura, como demonstrado na comparação feita nos gráficos da Figura 7.4, em que se encontra uma simulação com o aumento da concentração deste gás na atmosfera de 420 ppm para 840 ppm. Os gráficos indicam que, para uma mesma probabilidade de falha, o tempo de vida útil da concentração maior é inferior a metade da menor.

Dos modelos matemáticos utilizados, o que mais se aproxima da realidade brasileira é o de Papadakis, que leva em consideração as variáveis que mais interferem no processo como a relação a/c, a temperatura, o coeficiente de difusão do CO_2, a umidade relativa do ar, as propriedades dos materiais e a concentração de CO_2. A probabilidade da carbonatação atingir a armadura, para esse modelo, foi de 50% ao final de 50 anos, valor compatível a outros estudos.

Portanto, vale ressaltar a eficiência do modelo desenvolvido em função da coerência dos resultados. É importante divulgá-lo para que o meio técnico o adote como referência.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os resultados obtidos com a aplicação da metodologia aqui proposta apresentam simplificações relativas à limitação da obtenção de alguns dados, os quais proporcionariam maior precisão. Todavia, refinamentos poderão ser efetuados para que o estudo da vida útil de estruturas, antes e durante sua execução, tenha maior vínculo com a realidade. Para isso, mais estudos são necessários, principalmente no que se refere à concentrações de CO_2 e ao coeficiente de difusão do CO_2 no interior do concreto, pois foram utilizados dados a níveis mundiais, nem sempre de acordo com a realidade local.

Outros estudos a ser realizados se referem ao desenvolvimento de novos modelos matemáticos para a determinação da vida útil, levando-se em conta o contexto brasileiro, pois todos os modelos aqui utilizados se referem aos de outros países. Esses modelos também poderiam trazer maior precisão.

Considerando esses pontos passíveis de estudo aprofundado, foram sugeridos melhoramentos no processo e aumento da confiabilidade em trabalhos futuros.

8.2.1 Concentrações de CO_2 na atmosfera

- Estudos experimentais e trabalhos de campo para estabelecimento de concentrações de CO_2 na atmosfera, em áreas internas e externas de edifícios;

- Estudos pormenorizados das concentrações de CO_2 em ambientes internos às edificações, com utilizações diversas, como residencial, comercial ou industrial; e em ambientes externos, para estudos de pontes, viadutos ou outros tipos de estruturas;

- Estudos de determinação da concentrações de CO_2 para ambientes diferentes dentro da edificação, como garagens.

8.2.2 Modelos matemáticos para a realidade brasileira

- Desenvolvimento de modelos matemáticos para determinação da profundidade de carbonatação, levando-se em conta as condições brasileiras e até regionais, em função das dimensões continentais do território nacional;

- Estabelecimento de meios mais eficientes para correlacionar os dados de levantamentos de cargas e resistência a seus respectivos coeficientes parciais.

8.2.3 Modelos para determinação de coefiente de difusão do CO_2

- Novos modelos para determinação de coeficiente de difusão do CO_2 no concreto, tendo em vista que as adições no cimento brasileiro apresentarem propriedades diferentes dos demais;

8.2.4 Programa desenvolvido para análise de corrosão

- O programa desenvolvido por Da Silva (1998) poderia ser simplificado para se calcular o período de início da corrosão, pois o programa apresenta recursos para aplicações bem mais complexas, desnecessários em estudos menores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Code interpretation of building code requerements for reiforced concrete** - ACI Committee 318/318R. In: ACI Manual of Concrete Practice – Part 3. Detroid, 1996.

AL-KHAIAT, H.; FATTUHI, N.. **Carbonation of concrete exposed to hot and arid climate**. Journal of Materials in Civil Engineering, 2002 , p. 97-107.

ANDRADE, T.; DA COSTA E SILVA, A. J. Patologia das estruturas. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto.** Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p.953-983.

ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à Previsão da Vida Útil das Estruturas de concreto Armado Atacadas pela Corrosão de Armaduras: Iniciação por Cloretos**. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 2001.

_____. **Análise de danos em estruturas de concreto armado: influência do controle de qualidade de execução através de uma análise probabilística**. VII Congreso Latino-americano de Patologia de la Construcción y IX Congreso de la Calidad en la Construcción. CONPAT 2003. Memórias, v II. Mérida, 2003. p. VII 9-17.

_____. **Vida Útil das Estruturas do Concreto.** In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. Geraldo Isaia (Ed.). IBRACON, São Paulo, 2005.

ANDRADE. **Remaining Service Life of Corroding Structures**. Report IABSE Symposium – Durability of Structures. Lisboa, 1989. p. 359-364.

ANDRADE, T. **Durabilidade do concreto.** In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. Geraldo Isaia (Ed.). IBRACON, São Paulo, 2005.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado** - Volume 1. 2º ed. Rio Grande do Sul.: ed. Dunas, 2003. 222 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CORROSÃO. **O que é corrosão**. Disponível em:<www.abraco.com.br/corros11.htm>. Acesso em: 16/03/2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7584**: Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 14931:** Execução de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard practice for half-cell potentials of uncoated reinforcing**. ASTM C876: 1991. Philadelphia: Annual Book of ASTM Standards.

ATIS, C.D.. **Carbonation – Porosity – Strength Model for fly ash concrete**. Journal of Materials in Civil Engineering, 2004 p. 91-94.

BAKKER, R. F. M. **Initiation period**. Report of the Tech. Comm. 60-CSC RILEM - Corrosion of steel in concrete. Ed. P. Schiessl, London, Reino Unido,1988, pp. 22-55.

BARBUDO, M. A. S. **Cálculo del Período de Iniciación de la Corrosión de la Armadura del Hormigón**. Tesis Doctoral, Universidad Complutense de Madrid, Madrid, 1992.

BAUER, L. A. F.. **Materiais de construção**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. 435 p.

BOB, C. y Bob, L. **On the service life of concrete structures**. Proc. International Conference on Diagnosis of Concrete Structures, RILEM, Bratislava, Rep. Eslovaca, pp. 440-443, 1991.

BORGES, P. C. et al. **Corrosión en estructuras de concreto armado: teoria, inspección, diagnóstico, vida útil y reparaciones**. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC. 1. ed., 1998. 128p.

BROOMFIELD, J. P. **Corrosion of steel in concrete.** St. Edmundbury Press Limeted. Great Britain, 1997.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.

CASCUDO, O. **O Controle da corrosão das armaduras em concreto:** inspeção e técnicas eletroquímicas. 1º ed., São Paulo: Ed. Pini, 1997. 237 p.

CLIFTON, J. R. **Predicting the remaining service life of concrete**. National Institute of Standard and Technology, Rep. N1 4712 NISTIR, Gaithersburg, Est. Un. de Am.,1991. 73 pp.

COLLEPARDI, M. **Ordinary and long term durability of reinforced concrete structures**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 40, 1998, Rio de Janeiro. Anais e... São Paulo: IBRACON, 1998. 1 CD.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB – Model Code for Concrete Structures**. Thomas Telford, London, 1990.

_____. **CEB – Diagnosis and Assessment of Concrete Strutures**. Bulletin D'Information n. 192. Lausanne, 1989.

_____. **CEB - Durable Concrete Structures**. Bulletin D'Information n. 183. Paris, 1992.

_____. **CEB Bulletin d'Information nº 203**; CEB-FIP Model Code 1990 Design Code. Lausanne, 1993.

_____. **CEB Bulletin d'Information nº 238**; New Approach to Durability Design – An Example for Carbonation Induced Corrosion. 1997. 136p.

COROTIS, R. B.; DOSHI, V. A. Probability models for live-load survey results. **Journal of the Structural Division**, ASCE, Madison Wisc. Vol. 103, nº ST6, p. 1257-1274, June 1977.

COST 509. **Corrosion and Protection of Metals in Contact with Concrete**. Draft Final Report – COST 509 Workshop, Edinburgh, Reino Unido, 1996. 132p.

CRANK, J. **The Mathematics of Diffusion**. Oxford University Press, 1975.

DA SILVA, T. J. **Predicción de la vida útil de forjados unidireccionales de hormigón mediante modelos matemáticos de deterioro**. 1998. 327 f. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Spain, 1998.

_____. **Estimacion de la voda util de forjados de hormigon sometidos a algunos tipos de reparaciones**. 1999. (Apresentação de Trabalho/Congresso).

_____. **Como estimar a vida útil de estruturas projetadas com critérios que visam a durabilidade.** In: 2º. Workshop sobre Durabilidade das Construções, 2001, São José dos Campos. Anais.. São José dos Campos: Instituto Tecnológico da Aeronáutica, 2001. v.1. p.133 – 143

_____. **Método para estimar a vida útil das estruturas de concreto armado imediatamente após a execução**. In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005, Olinda /Recife. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto CBC2005. São Paulo : IBRACON, 2005. v. XII. p. 606-620.

DHIR, R. K. et al. **Near-surface Characteristics of Concrete: Prediction of Carbonation Resistance**. Magazine of Concrete Research, September, 1989.

DURACRETE. **Probabilistic performance based durability design of concrete structures**. The European Union – Brite EuRam III, 1999. 86p.

FIGUEIREDO, E. P. **Inspeção de diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de resistência, fissuras e de deformações**. In: ISAIA, G. C. (Ed). Concreto**.** Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 895-1015.

FIGUEIREDO, C. R.. **Estudo da carbonatação em estruturas de concreto armado em Brasília – Avaliação de Pilares**. Brasília – DF: UnB, 2004. Tese (Doutorado em estruturas e Construção Civil). Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2004.

FUSCO, P. B. **Contribuição ao estudo da verificação da segurança das estruturas de Concreto.** 1974. 137 f. Tese (livre docência) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1974.

GENTIL, V. **Corrosão**. 5ª Ed. Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, 2007. 353p.

GONZÁLEZ, J. A.; ANDRADE, C. **Relaciones Cuantitativas entre La Carbonatación Del Hormigón y La Corrosión de Las Armaduras**. Revista Iberoamericana Corrosión y Protección, v. 11, 1980.

HELENE, P. R. L. **Corrosão de armaduras para concreto armado**. São Paulo: Ed. Pini, 1986. 47 p.

_____. **Corrosão de Armaduras para Concreto Armado**. Tecnologia de Edificações, IPT, São Paulo, 1989.

_____. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado.** Tese (Livre-Docência). EPUSP. 1993.

_____. **Introdução da Durabilidade no Projeto das Estruturas de Concreto**. Ambiente Construído, ANTAC, São Paulo, Dec., v. 1, n. 2, p. 45-57, 1997.

_____. **O que é a Corrosão?**. Revista IBRACON, IBRACON, São Paulo, Apr., v. 6/21, p. 9, 01 abr. 1998.

_____. **A Nova NB 1/2003 (NBR 6118) e a Vida Útil das estruturas de Concreto**. In: II SEMINÁRIO DE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES DO LEME/UFRGS, 2004, Porto Alegre. Anais. 24 p. 1 CD-ROM.

HO, D. W. S.; LEWIS, R. K. **Carbonation of Concrete and its Prediction**. Cement and Concrete Research, v. 17, 1987.

ISAIA, G. C. O concreto: da era clássica à contemporânea. In: ISAIA, G. C. O. (Ed). **Concreto.** Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. p. 1-43.

LIBORIO, J. B. L. **Contribuição ao estudo patológico de construções de argamassa armada existente no Brasil**. Universidade de São Paulo, São Carlos, tese (doutorado), 1990.

LIU, Youping. **Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures**. Out de 1996, Tese de doutorado: Virginia Polytechnic Institute and State University, 128p.

MEHTA, K. P., MONTEIRO, P. **Concreto. Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008. 674 p.

MELCHERS, R. E. **Structural reliability: analisys e prediction**. Chichester: Ed. Ellis Horwood. 1987.

MONTEIRO, E. B. Reabilitação das estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto.** Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 1109-1125.

MONTEIRO, E.C.B.; NEPOMUCENO, A.A.. **Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos nacionais em relação à corrosão das armaduras, sob a ação conjunta de CO_2 e íons cloretos: cloretos – carbonatação**. In: **CON PAT 97,** Porto Alegre – RS, 1997.

MORINAGA, S. **Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel**. Proceedings 5th. International Conference - Durability of Building Materials and Components, Brighton, Reino Unido, pp. 5-16, 1990.

NEVILLE, A. M**. Propriedades do concreto**. 2º edição, São Paulo: Ed. Pini, 1997. 828 p.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Concrete Technology**. 6. ed., Singapore: Longman Singapore Pulishers Pte, 1997.

NEPOMUCENO, A. A. **Comportamiento de los Morteros de Reparacion Frente a La Carbonatacion y a la Penetracion de Cloruros en Estructuras de Hormigon Armado**

Dañadas por Corrosion de Armaduras - Estudio Mediante la tecnica de Resistencia de Polarizacion. Tesis Doctoral, Madrid, Universidad Politecnica de Madrid, 1992. 371p.

PÁEZ, A. **Teoría de la seguridad**. Madrid: Instituto Eduardo Torroja, 1981. 85 p.

PAPADAKIS, V. G. et al. **Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation**. Materials and Structures, Vol. 25, N1 149, pp. 293-304, 1992.

PARROTT, L. J. **A Review of Carbonation in Reinforced Concrete**. Cement and Concrete Association, Report C/1-0987, July, 1987.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço das estruturas de Concreto Armado**. 2001. 144 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Concreto) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

SCHIESSL, P. **Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons**. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 255, Berlin, Alemania, 175 pp, 1976.

SEIDLER, N.; DAL MOLIN, D.C.C.. **Influência das adições minerais e da resistência à compressão na carbonatação do concreto**. 44º Congresso Brasileiro do concreto. Belo Horizonte – MG, 2002.

SIEMES, T. et al. **Design of Concrete Structures for Durability**. Example: Chloride Penetration in the Lining of a Bored Tunnel. Heron. v. 43, nº 4, 1998. p. 227-244.

SILVA, V.M.. **Contribuição ao estudo de carbonatação em concretos e argamassas com e sem adição de sílica ativa.** Interunidades EESC-IFSC-IQSC, Universidade de São Paulo, São Carlos, Dissertação (Mestrado), 2002.

SITTER, W. R. de. **Berekening van de levensduur van gewapend beton met het oog op corrosie van de wapening**. Report HBG - Hollandsche Beton Groep N1 S 387, Países Bajos, 56 pp, 1982.

SMOLCZYK, H. G. **Written Discussion**. Proc. of the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement, Part III, Vol. III, Tokio, Japón, pp. 369-383, 1969.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Pini. 1998. 255 p.

TORRENT, R. J. **Un Enfoque Innovador para Asegurar La Durabilidad de las Estructuras**. Buenos Aires, 1999a.

_____. **Un Metodo Rapido y No-Destructivo para Medir La Permeabilidad AL Aire del Hormigon**. Colloquia'99, Buenos Aires, Marzo, 1999b.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982.

VANDERLEI, E. **Reparo de pilares de concreto armado com remoldagem da seção transversal**. 1996. 168 f. Dissertação (Mestrado em estruturas de Concreto) – Universidade Nacional de Brasília, Brasília, 1996.

VEIGA, F.N. et al.. **Influencia da adição de filer calcáreo na carbonatação do concreto**. In: Congresso Brasileiro do concreto – IBRACON, 40, 1998.

VESIKARI, E. **Service life prediction of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement**. Technical Research Centre of Finland, Report N1 553(Espoo), Finlandia, 53 pp, 1988.

WEST, R e HIME, W. **Chloride profiles in salty concrete. Materials Performance**. In: Materials protection and performance Houston, Tex.: NACE, July 1985, 29 -36p

ANEXO A

Descrição do programa PREVIU

Para executar o programa, conforme descreve Da Silva (1988), é necessário a criação de um subdiretório PREVIN e copiar para dentro dele o PREVIU. Deve-se criar também, os subdiretórios de arquivos de dados (PREDAT) e os arquivos de resultados (PRESIS, PSOLPP, PSOLSC, COBRIM, PCARBO, PFALLO)

Para estimar a vida útil de projeto, ou seja, o tempo que a frente de carbonatação tarda para alcançar as armaduras, foi realizada uma alteração no programa inicial e a função de estado limite Pfi = P (COBRIM-PCARBO≤0) foi introduzida substituindo a função e arquivos da estimativa de fissuração.

1 Entrada de dados

As principais sub-rotinas que compõem as entradas de dados são:

INTRODAT – coordena toda a entrada de dados;

ENTDAT – entrada de novos dados, introduzidos pela primeira vez;

PROCEDAT – Processa os dados estatisticamente, obtendo a média e o desvio padrão;

ARCDAT – armazena valores que foram alterados;

BANCDAT – arquivo para armazenagem dos dados.

Os tipos de dados de entrada para cada variável são:

s = sem dados (não considerar as variáveis)

u = único (considerar como média) o coeficiente de variação será determinado pelo default.

e = considerar dados default, para a média e o desvio padrão

n = dados nominais

m = dados para cálculo da média e coeficiente de variação

a = dados para atualização

O programa ainda contém outras sub-rotinas como: ALTERA, LEERIND e LEDAT.

Para a execução do programa escolhe-se o número de casos e defini-se a quantidade de simulações NSIM (1 a 1999), o período inicial (TINSI) e final (NTIE) das simulações e a escala de tempo que será empregada (AITI).

As variáveis usadas no programa podem ser de três tipos: normal, log-normal e Gumbel.

Os dados são os seguintes:

a) Dados definidos:

nsec = número de seções (1 = ponto central único; 2 = seção central e uma seção sobre o apoio; 3 = seção central e duas sobre os apoios)

Imaciz1, Imaciz2 = indicadores de rigidez, direito e esquerdo, respectivamente, (1 = com rigidez, 0 = sem rigidez)

Ipret = indicador de protensão (1=com protensão, 0=sem protensão)

npos(K) = quantidades de lados por secção (1 = arm. de tração, 2 = arm. de tração e compressão)

nbarp = quantidades total de barras protendidas

nper = número de períodos em que serão efetuadas alterações das variáveis

nbar (I, J) = quantidade de barras por secção e por lado

b) Dados da estrutura:

vanfor = vão da estrutura (cm)

anchfor = largura da laje (cm)

entvig = distância entre eixos das vigas (cm)

esppav = espessura do pavimento (cm)

Pepav = peso específico do material do pavimento (kg/m^3)

espreg = espessura da camada de regularização (cm)

Pereg = peso específico do material de regularização (kg/m^3)

hcapa = espessura da laje superior de concreto (cm)

Ptecho = peso do enchimento ou do revestimento inferior (kg/m^2)

Ptabiq = peso da parede sobre a laje (kg/m)

postab = posição da parede em relação ao apoio contínuo (m)

c) Dados da vigota:

hviga = altura da viga (cm.)

hbinfv = altura da face inferior do trilho (cm.)

hbsupv = altura da face superior do trilho (cm.)

binfv = largura da parte inferior da viga da laje (cm)

bsupv = largura da parte superior da viga da laje (cm)

binfav = largura da extremidade inferior da alma da viga da laje (cm)

bsupav = largura da extremidade superior da alma da viga da laje (cm)

d) Dados dos blocos entre vigas:

hbloq = altura do bloco entre as vigas (cm)

Pbloq = peso específico do bloco por metro de largura (kg/m)

hbloq0 = altura da parte vertical inferior do bloco entre vigas (cm)

hbloq1 = altura da parte inclinada inferior do bloco entre vigas (cm)

alfab1 = ângulo de ajuste da parte inferior do bloco (graus)

alfab2 = ângulo de ajuste da parte superior do bloco (graus)

e) Dados mecânicos dos materiais de construção:

fcviga = resistência a compressão do concreto da viga (kgf/cm^2)

fcsitu = resistência a compressão do concreto em loco (kgf/cm^2)

fyviga = resistência a tração do aço da viga (kgf/cm^2)

fysitu = resistência a tração do aço no local (kgf/cm^2)

fypret = resistência a tração do aço de protensão (kgf/cm^2)

Eyacer = módulo de elasticidade do aço da armação (kgf/cm^2)

Eypret = módulo de elasticidade do aço de protensão (kgf/cm^2)

f) Coeficientes de segurança: (valor padrão será 1.0)

gss = coeficiente de segurança do aço no local

gsv = coeficiente de segurança do aço da viga

gsp = coeficiente de segurança do aço de protensão

gcv = coeficiente de segurança do concreto da viga

gcs = coeficiente de segurança do concreto no local

gf = coeficiente de segurança das solicitações

g) Densidade e sobrecargas de uso:

dehor = densidade aparente do concreto

vacar1 = sobrecarga de uso 1 (pessoas)

vacar2 = sobrecarga de uso 2 (móveis e outras cargas móveis)

vacar3 = sobrecarga de uso 3 (%/100 – área livre para as pessoas em relação ao total de área construída)

h) Dados gerais dos materiais:

dence = densidade aparente do cimento (kg/m^3)

denar = densidade aparente do agregado (kg/m^3)

acem = relação água/cimento (p.e. 0,6)

arcem = relação agregado/cimento (p.e. 5.)

i) Condições ambientais:

consucl = concentração de cloretos na superfície

humrel = umidade relativa (RH/100) (p.e. 0.7)

concat = concentração de CO_2 na atmosfera (%)

temp = temperatura (graus Centígrados)

facamb = fator ambiental (0,8 a $2{,}8\times10^{-9}$ kg / ($m^2 \times s$))

conoxi = concentração de oxigênio (%)

Kconamb = indicador das condições ambientais (1,2,3,4)

j) Indicadores do aglomerante:

KCP = classe do cimento empregado (p.e. 25, 35, etc.)

Kadic = porcentagem de adições ao cimento (p.e. 0, 15, 30%, etc.) para cimentos de alta resistência inicial por 100

k) Dados sobre a carbonatação:

profcar = a profundidade da frente de carbonatação (mm)

coreac = CO_2 para carbonatação total do concreto (mol/m^3)

codico = coeficiente de difusão de CO_2 (m^2/s)

difcar = difer. de CO_2 entre superficie e frente de carbonatação .(kg/m^3)

l) Dados sobre os cloretos:

profclo = profundidade de medição dos cloretos (mm)

codicl = coeficiente de difusão dos cloretos (m^2/s)

concl = conteúdo de cloretos (%)

xnacl = NaCl por peso de água de amassamento (%)

m) Idade da edificação e períodos de mudanças:

tviedi = idade da edificação

per(k) = número de anos em cada período a alterações nos valores dos parâmetros (ano de construção T = 0)

n) Dados das armaduras :

dia = diâmetro de cada barra da armadura (mm)

dcap = distância entre as capas das barras (mm)

recub = recobrimento das armaduras (mm)

ccor = intensidade de corrosão ($\mu A/cm^2$)

2 Programa principal e sub-rotinas

A seqüência e sub-rotinas utilizadas no programa são:

INTRODAT, LEERDAT, PERINIC, COMPAR, ABLOMED, SIMULA, TASACOR, RESULT, PRETENSA, MULTIM, SOLICITA, FORM

Inicialmente, é feita a introdução e apresentação de dados em conformidade com o descrito na entrada.

Com os valores médios das variáveis são estimadas o tempo inicial para cada um dos modelos de carbonatação e penetração de cloretos, através da sub-rotina PERINIC. Alguns dos modelos estatísticos utilizados nas sub-rotinas são definidos como:

FUNERROR - faz com que o valor de z, uma vez conhecida erfz
FRA - A função faz o cálculo do valor da erf (x), uma vez conhecida x. Usado como características GAMMP, GSER, GFC, GAMMLN. Estas sub-rotinas foram adaptadas das existentes na Biblioteca NAG.

Abaixo mostra o nome do modelo e da relação entre o tempo calculado pelo modelo e o tempo em que a inspeção melhor se adequou aos dados. Usa-se para o cálculo a sub-rotina COMPAR. Existe a possibilidade de se escolher o modelo a ser empregado.

Após definir o modelo de cálculo, calcula-se o início do período de iniciação e propagação. Através de um loop, calcula-se os períodos de tempo. Neste ciclo o aumento do tempo é inicialmente definido (AITI).

Para as simulações, a técnica utilizada foi a Monte Carlo. Para cada período de tempo são feitas simulações NSIM. Os valores utilizados em cada modelo são obtidos de forma aleatória, de acordo com a probabilidade de distribuição função da variável. Desta forma as freqüências são obtidas pela variação da resistência (PRESIS) permanente de encargos (PSOLPP) e do excesso de utilização (PSOLSC). AS sub-rotinas utilizadas na geração dos valores são as seguintes:

SIMULA - define as variáveis que serão usadas

ALEAT - cálculo dos valores das variáveis

UNI - gera números aleatorios 0 - 1

XNORMAL – função normal de densidade acumulada. Cálculo do valor do ponto "x" para uma probabilidade P(X < x) de uma funcão de densidade acumulada FX em uma distribuição normal.

XLOGNOR - função log-normal de densidade acumulada. Cálculo do valor do ponto "x" para uma probabilidade P(X < x) de uma funcão de densidade acumulada FX em uma distribuição log-normal.

SIMULA - define as variáveis que serão usadas

ALEAT – retorna o cálculo dos valores das variáveis

UNI - gera números aleatórios 0 - 1

XNORMAL - função normal de densidade acumulada. Calcula o valor do ponto "x" para una probabilidade P(X < x) de uma função de densidade acumulada FX em distribuição normal.

XLOGNOR – função log-normal de densidade acumulada. Calcula o valor do pontos "x" para uma probabilidade P(X < x) de uma função de densidade acumulada FX para distribuição log-normal.

XGUMBEL - Função Gumbel de densidade acumulada. Calcula o valor do ponto "x" para uma probabilidade P(X < x) de uma função de densidade acumulada FX de uma distribuição de valores extremos tipo I "GUMBEL".

FUNDEN - retorna o valor associado com a probabilidade P de uma função de densidade de distribuição normal. Esta sub-rotina utiliza as seguintes funções e sub-rotinas: X01AAF, P01ABF, P01ABZ, X04AAF, X04BAF. Estas sub-rotinas foram adaptadas a partir das existentes na biblioteca NAG.

Com os valores das variáveis gerados calcula-se o tempo para iniciar a utilização do modelo adotado. O tempo de propagação será calculado como o tempo total do período que foram feitas as simulações subtraindo o tempo de iniciação.

O tempo de propagação será considerado para determinar a perda de seção das armaduras com as quais se determinam os momentos resistentes em cada seção da laje pré-moldada.

Com a sub-rotina MULTIM são calculados os momentos máximos resistentes para as seções da laje pré-moldada: seção intermediária (1- momentos positivos), seções dos apoios, quando for o caso, (2 e 3 - momentos negativos) com e sem as peças protendidas. Com estes momentos busca-se uma carga distribuída que gere uma linha elástica que contém os pontos críticos. Esta será considerada a carga máxima resistente equivalente (PRESIS). Com valores obtidos nas simulações obtêm-se os parâmetros de definição da variável, ou seja, a média e o desvio padrão.

A sub-rotina MULTIM utiliza as sub-rotinas:

GEOMET – calcula os parâmetros geométricos da laje pré-moldada

RESULT – calcula a área das armaduras e seu centro geométrico,

PRETENSA - considera o efeito da protensão nas vigas, calcula-se as tensões e deformações iniciais no concreto devido a protensão

TASACOR - estima a taxa de corrosão para os casos em que não se dispõe de dados.

DEFTEN - calcula as tensões no aço em função de sua deformação.

As cargas permanentes e as sobrecargas de uso são obtidas com o mesmo tratamento probabilístico dado às cargas resistentes. Isto é feito através da sub-rotina SOLICITA. As sobrecargas de uso têm tratamento particular através desta sub-rotina porque é necessário a combinação entre eles e tratam como valores extremos. Nos casos que se têm paredes perpendiculares às vigas, estes serão considerados através de uma carga distribuída equivalente que gere solicitações normais de flexão, equivalentes às obtidas quando considerada como uma carga linear. Esta carga será somada às demais cargas permanentes. Desta forma serão obtidos os parâmetros de definição das variáveis PSOLPP e PSOLSC relativas às cargas permanentes e às sobrecargas de uso, respectivamente.

Com as variáveis PRESIS, PSOLPP e PSOLSC definidas será determinada a probabilidade de falha. No cálculo da probabilidade de falha será usado o método de aproximação linear ("FORM" - first-order reliability method), através da sub-rotina FORM desenvolvida para esta situação, ou seja, a função de estado limite:

Pff = P (PRESIS- PSOLPP - PSOLSC ≤ 0) e as funções de densidade (log-normal, normal y Gumbel) são especificas para este caso. Esta sub-rotina utiliza as funções FUNDEN, FNSTA, PROFAL, S15ADF, S15AEF, P01ABF. As quatro últimas foram adaptadas a partir das existentes na biblioteca NAG.

Na mesma simulação, são definidas as variáveis COBRIM e PCARBO e a probabilidade de falha é determinada para o tempo de vida simulado utilizando-se o método FORM e a função de estado limite Pfi = P (COBRIM-PCARBO≤0).

3 Saída e arquivo dos resultados

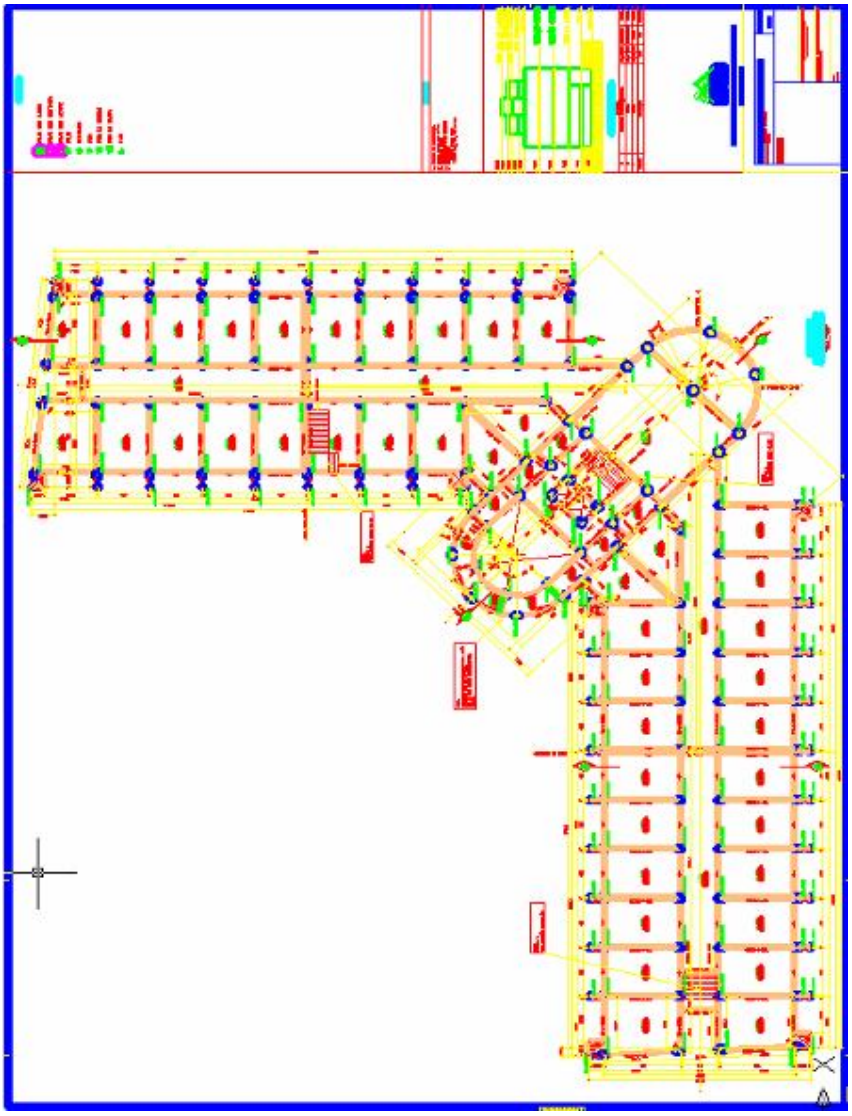
Os valores gerados podem ser visualizados e arquivados através da sub-rotina SALIDA. Os resultados que interessam são: as cargas que a laje pré-moldada resiste (PRESIS), as cargas permanentes (PSOLPP), as sobrecargas de uso (PSOLSC), a profundidade de carbonatação até no ano de simulação (PCARBO) e o cobrimento das armaduras (COBRIM), para cada simulação e as probabilidades de falha devido à iniciação (PFALI) e à resistência a flexão (PFALR) para cada tempo. Estes valores são arquivados em seis

subdiretórios em ASCII com o formato (I5) e 2((I5-E11.5)) para as probabilidades de falha que se encontram em um mesmo arquivo. Estes subdiretórios são:

..:\PREVIN\PRESIS\ ..:\PREVIN\PSOLPP\ ..:\PREVIN\PSOLSC\ ..:\PREVIN\COBRIM\ ..:\PREVIN\PCARBO\ ..:\PREVIN\PFALLO\ com os nomes de CASOnum.archivo.RES (p.e.: CASO003.RES).

ANEXO B

Croquis da edificação



Planta edifício pavto tipo – sem escala.