

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE CIÊNCIAS SOCIAIS E HUMANAS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO PROFISSIONALIZANTE  
EM PATRIMÔNIO CULTURAL**

**A CORROSÃO DAS ARMADURAS NAS ESTRUTURAS  
DE CONCRETO ARMADO EM EDIFICAÇÕES DA  
PRIMEIRA METADE DO SÉCULO XX: UMA  
METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO PARA SUA  
DETECÇÃO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**Gustavo de Aguiar Isaia**

**Santa Maria, RS, Brasil  
2010**

**A CORROSÃO DAS ARMADURAS NAS ESTRUTURAS DE  
CONCRETO ARMADO EM EDIFICAÇÕES DA PRIMEIRA  
METADE DO SÉCULO XX: UMA METODOLOGIA PARA  
SUA DETECÇÃO**

**por**

**Gustavo de Aguiar Isaia**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação  
Profissionalizante em Patrimônio Cultural, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM,  
RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Patrimônio Cultural**

**Orientador: Denise de Souza Saad**

**Santa Maria, RS, Brasil  
2010  
Universidade Federal de Santa Maria**

I74c	<p>Isaia, Gustavo de Aguiar, 1968-</p> <p>A corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado em edificações da primeira metade do século XX: uma metodologia de avaliação para sua detecção / por Gustavo de Aguiar Isaia. - Santa Maria, 2010. 143 f. il.</p> <p>Orientadora: Denise de Souza Saad Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Ciências Sociais e Humanas, Programa de Pós-Graduação Profissionalizante em Patrimônio Cultural, RS, 2010.</p> <p>1. Concreto 2. Corrosão 3. Armaduras 4. Carbonatação 5. Metodologia de avaliação 6. Cloretos I. Saad, Denise de Souza II. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624.012.45</p>
------	---

Ficha catalográfica elaborada por Claudia Carmem Baggio – CRB - 10/830

**Universidade Federal de Santa Maria  
Centro de Ciências Sociais e Humanas  
Profissionalizante em Patrimônio Cultural**

**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Arquitetura e Patrimônio Cultural  
Linha de Pesquisa: Preservação do Patrimônio Cultural**

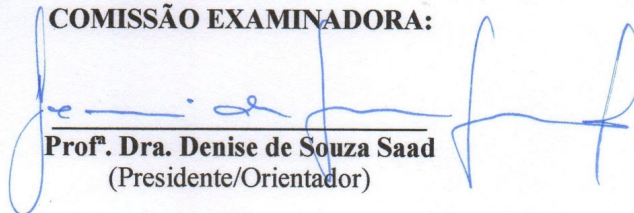
A Comissão Examinadora, abaixo assinada,  
aprova a Dissertação de Mestrado

**A CORROSÃO DAS ARMADURAS NAS ESTRUTURAS DE  
CONCRETO ARMADO EM EDIFICAÇÕES DA PRIMEIRA  
METADE DO SÉCULO XX: UMA METOLOLOGIA DE  
AVALIAÇÃO PARA SUA DETECÇÃO**

elaborada por  
**Gustavo de Aguiar Isaia**

Como requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Patrimônio Cultural**

**COMISSÃO EXAMINADORA:**

  
**Prof.ª. Dra. Denise de Souza Saad**  
(Presidente/Orientador)

  
**Prof.ª. Dra. Maria Isabel Pimenta Lopes (UNIFRA)**  
Membro IES Convidado

  
**Prof. Dr. Caryl Lopes (UFSM)**  
Membro

Santa Maria, 01 de abril de 2010

Aos meus pais e esposa,  
pelo apoio carinho e dedicação  
que sempre tiveram para comigo  
nesta jornada, meu eterno amor

## **AGRADECIMENTOS**

Inúmeras vezes reclamamos da vida, dos problemas, de situações, enfim, reclamamos. Pergunto-me, se agradecemos na mesma intensidade com que reclamamos. Penso que não. Portanto é chegado o momento de agradecer, agradecer pela vida, pelos problemas, pelas situações, enfim, agradecer... Agradeço primeiramente ao meu Pai Celeste que me deu a vida, me deu tudo que tenho. Se estou agradecendo neste momento é por vontade Dele, única e exclusivamente, pois Dele vim, Nele estou, Dele para todo sempre serei.

Agradeço à minha querida mãe por tudo o que me ensinou, me ensina e ensinará, pela dedicação, amor incondicional e pelo estímulo sempre dado há mim nas horas boas ou não tão boas.

Agradeço à minha querida e amada esposa Priscila, pelo companheirismo de me ajudar em todas as horas, em todos os momentos, pelo seu imenso amor, carinho e dedicação total, não só a mim como a nós.

A minha orientadora Denise de Souza Saad pela confiança depositada em mim e pela oportunidade ímpar em presenciar sua dedicação e entusiasmo em todos os momentos.

A todos os professores e colegas do Curso de Pós-Graduação pelo apoio e companheirismo e à Universidade Federal de Santa Maria pela acolhida e viabilização da obtenção do grau de Mestre em Patrimônio Cultural.

E finalmente, o maior dos agradecimentos para aquele que, assim como Deus, é responsável pela minha vida. Da mesma forma que Deus deu-me a alma, ele me deu o amor pela Engenharia Civil. Uma pessoa que, sem saber, me mostrou seu amor pela profissão desde quando eu era pequeno. Alguém que nunca me disse para ser Engenheiro, nem precisava, porque seus atos como profissional, sua paixão pela profissão, sua dedicação para com suas obras eram muito mais do que um convite, eram uma declaração de amor. Alguém que nunca precisou me explicar o que era ética ou retidão, pois seus atos assim explicavam. Nunca me perguntei por que me tornei Engenheiro Civil, da mesma forma que nunca me perguntei por que o amava, pois são duas coisas que sinto desde que me conheço por gente. Ele é um profissional extremamente bem sucedido, um Engenheiro que não precisa provar nada para ninguém, ele é o Professor Doutor Engenheiro Civil Geraldo Cechella Isaia, para muitos, mas para mim ele é simplesmente meu pai. Muito obrigado por ter-me tornado o Engenheiro que sou...

Gustavo

## **RESUMO**

Dissertação de Mestrado

Programa de Pós-Graduação Profissionalizante em Patrimônio Cultural

Universidade Federal de Santa Maria

### **A CORROSÃO DAS ARMADURAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM EDIFICAÇÕES DA PRIMEIRA METADE DO SÉCULO XX: UMA METODOLOGIA PARA SUA DETECÇÃO**

Autor: Gustavo de Aguiar Isaia

Orientador: Denise de Souza Saad

Local da Defesa e Data: Santa Maria, 30 de Março de 2010.

O estudo da corrosão em estruturas de concreto armado atuais é um assunto bastante discutido tanto no meio acadêmico, como no profissional. O tema reveste-se desta importância devido aos inúmeros casos de patologias de corrosão em estruturas de concreto armado que são reportados, quase diariamente, ao meio técnico. No entanto, pouco se tem estudado a respeito desse fenômeno em estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX. É senso comum que essas estruturas foram executadas de forma diferente das atuais e que seu comportamento frente à corrosão pode ser diferenciado; no entanto, são poucos os estudos que analisam o comportamento desse tipo de estrutura frente a essa patologia. Este trabalho, tendo por base um estudo bibliográfico e a experiência do autor, busca não só analisar as características das estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX e suas influências sobre a corrosão das armaduras, como também propor uma metodologia para sua detecção. A proposição desse tema baseia-se no fato de que muitos métodos de execução e cálculo eram bastante diferentes dos atuais no que concerne a estruturas de concreto armado. A adição de cloreto de sódio e cloreto de cálcio no concreto, com a finalidade de acelerar a pega e a cura do concreto, e o uso de tarugos de madeira como espaçadores são algumas das características mostradas neste trabalho. Como conclusão é proposta uma metodologia de avaliação que permita analisar tais estruturas sob a ótica de suas características particulares, com vistas à corrosão da armadura.

Palavras-chave: Concreto, Corrosão, Armaduras, Carbonatação, Metodologia de Avaliação, Cloretos.

## **ABSTRACT**

Master's Degree Dissertation  
Professional Master's Degree in Cultural Patrimony  
Concentration area: Architecture and Material Patrimony  
Research line: Cultural Patrimony Preservation  
Federal University of Santa Maria

### **REBARS CORROSION IN STRUCTURAL CONCRETE BUILDINGS OF FIRST HALF OF THE 20<sup>TH</sup> CENTURY: A METODOLOGY FOR ITS DETECTION**

Author: Gustavo de Aguiar Isaia

Advisor: Denise de Souza Saad

The corrosion study in actual concrete structures is a subject enough discussed as much in the academic ambience as in the professional one. The subject is relevant due the numberless pathology cases of corrosion in structural concrete that are reported, almost daily, in the technical sphere. Nevertheless, few are the studies on this phenomenon in structural concrete of the first half of the 20<sup>th</sup> century. Is common sense that these structures were executed in a different way from the actual, and its behavior in front of corrosion may be differentiated, however, little are the studies that analyze the behavior of these structures in front of this pathology. This dissertation, based on bibliographical study and author's experience, look for not only analyze the concrete structure characteristics of the first half of 20<sup>th</sup> century and its influence on the rebar corrosion, as also propose a methodology for its detection. The proposition of this theme is based in fact that many execution and calculus methods were enough different from the actual concerning the concrete structures. The sodium chloride and calcium chloride addition in concrete, with purpose to accelerate the set and curing of concrete, the use of wooden pins as spacers are some characteristics showed in this work. As conclusion, is proposed an evaluation methodology which permits analyze such structures under the optics of its peculiar characteristics, aiming at the rebar corrosion.

Key-words: concrete, corrosion, rebar, carbonation, evaluation methodology, chloride



## LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – Principais fatores que condicionam a velocidade de penetração da frente de carbonatação.....	30
QUADRO 2 – Principais fatores que condicionam a velocidade de penetração dos íons cloreto.....	33
QUADRO 3 – Características dos cimentos.....	45
QUADRO 4 – Características dos cimentos.....	48
QUADRO 5 – Quantidade de cloretos livres a diversos teores de C3A.....	78
QUADRO 6 – Profundidade de carbonatação em função da resistência.....	81
QUADRO 7 – Profundidade máxima de carbonatação em exteriores protegidos no Reino Unido.....	81
QUADRO 8 – Classificação da qualidade do concreto em função da velocidade de propagação da onda ultrassônica.....	117
QUADRO 9 – Relação entre abertura máxima de fissura e agressividade ambiental...	119
QUADRO 10 – Critérios de avaliação da resistividade elétrica do concreto de acordo com o CEB 192 (CEB, 1989).....	124

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Pilha Eletroquímica de Corrosão no Concreto Armado.....	27
FIGURA 2 – Esforços Produzidos que Levam à Fissuração e ao Destacamento do Concreto, Devido à Corrosão das Armaduras.....	28
FIGURA 3 – Avanço do Processo de Carbonatação.....	30
FIGURA 4 - Esquema de Variação do Teor Crítico de Cloretos em Função da Qualidade do Concreto e Umidade do Ambiente.....	32
FIGURA 5 - Barras Ransome.....	38
FIGURA 6 - Barras Habrich.....	38
FIGURA 7 - Barras Johnson.....	38
FIGURA 8 - Barras Mench.....	38
FIGURA 9(a) - Barras Havemeyer.....	39
FIGURA 9(b) - Barras Havemeyer.....	39
FIGURA 10 - Variação da Resistência do Concreto no Tempo com e sem Adição de $CaCl_2$ .....	61
FIGURA 11- Variação da Expansão e Retração do Concreto com e sem Adição de $CaCl_2$ .....	62
FIGURA 12 - Forma de Apresentação Gráfica dos Resultados das Investigações de Verticalidade.....	100
FIGURA 13 - Medição das Excentricidades.....	101
FIGURA 14 - Vista de um Esclerômetro de Reflexão tipo Schmidt.....	113
FIGURA 15 - Seção Longitudinal do Esclerômetro Tipo Schmidt.....	114
FIGURA 16 - Esquema de Funcionamento do Equipamento de Ultrassom.....	115
FIGURA 17(a) - Equipamento de Medição da Velocidade da Onda Ultra-Sônica.....	116
FIGURA 17(b) - Momento de Realização de um Ensaio.....	116
FIGURA 18 - Demonstração dos Tipos de Transmissão: Direta à Esquerda, Transmissão Semidireta ao Centro e Transmissão Indireta à Direita.....	116
FIGURA 19 - Modelo de Fissurômetro.....	120
FIGURA 20 - Procedimento para a Determinação de Movimentação da Fissura pelo Método do Selo de Gesso.....	121
FIGURA 21(a) - Procedimento para a Determinação de Movimentação da Fissura pelo Método do Alongâmetro.....	122

FIGURA 21(b) - Procedimento para a Determinação de Movimentação da Fissura pelo Método do Alongâmetro.....	122
FIGURA 21 (c) - Procedimento para a Determinação de Movimentação da Fissura pelo Método do Alongâmetro.....	122
FIGURA 22 - Configuração de Quatro Eletrodos para a Medição da Resistividade Elétrica do Concreto.....	123
FIGURA 23 - Extração de Pinos.....	132
FIGURA 24 - Extração do Testemunho da Estrutura.....	134
FIGURA 25 - Análise da Carbonatação do Concreto por meio do Emprego dos Indicadores Timolftaleína (azul) e Fenolftaleína (vermelho carmim), em que se vê, na Parte do Concreto de Cobrimento, uma Frente de Carbonatação Incipiente na Região de Aspersão da Timolftaleína.....	140
FIGURA 26 - Proposta de Metodologia para Detecção da Corrosão das Armaduras nas Estruturas de Concreto Armado da Primeira Metade do Século XX.....	153

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- **ABCP** – Associação Brasileira de Cimento Portland
- **a.C.** – antes de Cristo
- **a/c** – relação água/cimento em massa
- **ACI** – American Concrete Institute
- **ASTM** – American Society for Testing and Materials
- **BRE** – Building Research Establishment
- **BSI** – British Standard Institute
- **C** – Cécius
- **C2S** – silicato bicálcico
- **C3A** – aluminato tricálcico
- **C3S** – silicato tricálcico
- **C4AF** – ferro aluminato tetracálcico
- **CA** – concreto armado
- **Ca** – cálcio
- **CaCl** – cloreto de cálcio
- **CaO** – óxido de cálcio
- **Ca(OH)<sub>2</sub>** – hidróxido de cálcio
- **CaCO<sub>3</sub>** – carbonato de cálcio
- **CEB** – Comitê Euro-Internacional du Betón
- **Cl** – cloro
- **cm** – centímetros
- **GEPECON** – Grupo de Estudos e Pesquisas em Concreto - UFSM
- **cm<sup>2</sup>** – centímetros quadrados
- **CO<sub>2</sub>** – gás carbônico
- **CP** – cimento portland
- **C-S-H** – silicatos de cálcio hidratados
- **d.C.** – depois de Cristo
- **Dr.** – doutor
- **e** – elétron
- **EB** – especificação brasileira
- **est** – estimado

- **fck** – resistência à compressão axial característica do concreto
- **Fe** – ferro
- **Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>** – hematita
- **Fig.** – figura
- **g** – gramas
- **H** – hidrogênio
- **h** – hora ou espessura
- **H<sub>2</sub>O** – água
- **H<sub>2</sub>S** – gás sulfídrico
- **hz** – hertz
- **IBRACON** – Instituto Brasileiro do Concreto
- **IPT** – Instituto de Pesquisas Tecnológicas
- **ITCC** – Instituto Tecnológico de la Construcción y del Cemento
- **K<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>** – Carbonato de potássio
- **Kg** – quilograma
- **Kg/cm<sup>2</sup>** – quilograma por centímetro quadrado
- **Kg/m<sup>3</sup>** – quilograma por metro cúbico
- **khz** – quilo hertz
- **KOH** – hidróxido de potássio
- **LTC** – Livros Técnicos e Científicos
- **M** – molar
- **m** – metros
- **m<sup>3</sup>** – metros cúbicos
- **MgO** – óxido de magnésio
- **min** – minuto
- **mm** – milímetros
- **mm/m** – milímetros por metro
- **Mpa** – megapascal
- **m/s** – metros por segundo
- **N** – normal
- **Na** – sódio
- **NaCl** – sal de cozinha
- **Na<sub>2</sub>O** – molécula de sódio
- **NaOH** – hidróxido de sódio

- **NBR** – Norma Brasileira Regulamentada
- **O** – oxigênio
- **OH-** – íon hidroxila
- **p.** – página
- **pH** – potencial hidrogeniônico
- **PVC** – cloreto de polivinila
- **SO<sub>2</sub>** – dióxido de enxofre
- **SO<sub>3</sub>** – anidrido sulfúrico
- **UFSM** – Universidade Federal de Santa Maria
- **UNB** – Universidade de Brasília
- **um** – micrômetro
- **%** – por cento

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	20
<b>1 A CORROSÃO DAS ARMADURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO</b> .....	23
<b>1.1 Histórica do Concreto</b> .....	23
<b>1.2 Introdução à corrosão</b> .....	24
<b>1.3 A Corrosão da Armadura no Concreto Armado</b> .....	25
<b>1.4 A Passivação das Armaduras</b> .....	25
<b>1.5 Mecanismo de Corrosão da Armadura</b> .....	26
<b>1.6 Corrosão Eletroquímica</b> .....	26
<b>1.7 Efeitos da Corrosão nas Estruturas de Concreto Armado</b> .....	27
<b>1.8 Fatores Intervenientes na Corrosão das Armaduras nas Estruturas de Concreto Armado</b> .....	28
1.8.1 Carbonatação.....	29
1.8.1.1 Fatores Influentes na Velocidade e Profundidade de Carbonatação.....	30
1.8.2 Cloretos.....	31
1.8.2.1 Fatores Influentes na Velocidade e Profundidade dos Íons Cloreto.....	32
<b>2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DA PRIMEIRA METADE DO SÉCULO XX</b> .....	34
<b>2.1 Introdução</b> .....	34
<b>2.2 Aço</b> .....	36
2.2.1 Dimensões do Aço.....	36
2.2.2 Tipos de Aço.....	36
<b>2.3 Agregado Graúdo</b> .....	39
<b>2.4 Cimento</b> .....	45
<b>2.5 Concreto</b> .....	52
<b>2.6 Demais Características dos Concretos da Primeira Metade do Século XX</b> .....	64
<b>2.7 Técnicas Construtivas</b> .....	66
2.7.1 Lajes.....	66
2.7.2 Vigas.....	68
2.7.3 Pilares.....	69
2.7.4 Concretagem, Cura e Desforma.....	70

2.7.5 Demais Aspectos Construtivos.....	72
<b>2.8 Efeitos do Ataque de Cloretos sobre as Estruturas de Concreto Armado da Primeira Metade do Século XX.....</b>	<b>75</b>
<b>2.9 Efeito do Ataque de Frente de Carbonatação sobre as Estruturas de Concreto Armado da Primeira Metade do Século XX.....</b>	<b>79</b>
<b>2.10 Análise dos Fatores que Podem Propiciar a Corrosão das Armaduras nas Estruturas de Concreto Armado da Primeira Metade do Século XX.....</b>	<b>82</b>
2.10.1 Aço Doce e Liso.....	82
2.10.2 O Tijolo, Pedra-Pomes, Barro, Argila Xistosa e Argila Betuminosa.....	82
2.10.3 A Menor Espessura Média das Lajes e das Vigas.....	83
2.10.4 A Menor Espessura Média do Cobrimento das Lajes, Vigas e Pilares.....	83
2.10.5 O Espaçamento Maior entre as Barras de Distribuição das Lajes e dos Estribos nas Vigas e Pilares.....	83
2.10.6 O Pequeno Espaçamento entre as Armaduras Longitudinais de Vigas, Lajes e Pilares.....	84
2.10.7 A Utilização de Tarugos de Madeira como Espaçadores.....	84
2.10.8 A Utilização de Alvenarias de Vedação como Forma Para a Estrutura de Concreto Armado.....	84
2.10.9 A Manutenção Inadequada das Impermeabilizações de Lajes Expostas ao Tempo.....	85
2.10.10 O Vazamento de Esgotos em Tubulações Metálicas que Estão em Contato com a Estrutura de Concreto Armado.....	85
<b>3 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DA PRIMEIRA METADE DO SÉCULO XX COM POSSIBILIDADE DE PROCESSO DE CORROSÃO DAS ARMADURAS.....</b>	<b>87</b>
<b>3.1 Introdução.....</b>	<b>87</b>
<b>3.2 Tipificação das Estruturas de Concreto Armado.....</b>	<b>87</b>
<b>3.3 Vistoria Preliminar.....</b>	<b>88</b>
3.3.1 Identificação do Tipo de Construção.....	88
3.3.2 Identificação do Sistema Estrutural.....	89
3.3.3 Identificação do Tipo de Fundação.....	90
3.3.4 Tipos de Materiais Empregados.....	90
3.3.5 Levantamento Preliminar das Patologias.....	90
3.3.6 Análise do Sistema Reboco-Pintura.....	91
3.3.7 Observações Complementares.....	91



3.3.7.1 Furos Passantes.....	92
3.3.7.2 Ninhos de Concretagem.....	92
3.3.7.3 Fissuras, Deformações e Flechas.....	92
3.3.7.4 Pré-avaliação das Cargas Atuantes.....	93
3.3.8 Análise do Processo Corrosivo.....	93
3.3.9 Coleta de Amostras.....	94
<b>3.4 Levantamento Dimensional.....</b>	<b>95</b>
3.4.1 Levantamento Arquitetônico.....	95
3.4.1.1 Levantamento Cadastral do Existente.....	95
3.4.1.2 Levantamento Arquitetônico do Existente.....	96
3.4.2 Levantamento Estrutural (planta de formas).....	98
3.4.2.1 Prumo (verticalidade).....	99
3.4.2.2 Excentricidade (quando possível).....	100
3.4.2.3 Demais Elementos da Estrutura de Concreto Armado.....	102
3.4.3 Levantamento Hidrossanitário.....	102
3.4.3.1 Lajes Rebaixadas.....	103
3.4.3.2 Ramais de Descida Junto a Pilares.....	104
3.4.3.3 Ramais de Descida de Esgoto Pluvial Junto a Impermeabilizações de Terraços e Coberturas.....	104
3.4.3.4 Ramais de Saída Enterrados no Solo Junto as Fundações.....	105
3.4.4 Levantamento dos Demais Aspectos da Edificação.....	106
3.4.4.1 Estruturas De Madeira.....	106
3.4.4.2 Estruturas Metálicas.....	107
3.4.4.3 Levantamento do Telhado.....	108
3.4.4.4 Levantamento dos Elementos de Impermeabilização.....	108
3.4.4.5 Sistema de Drenagem.....	109
3.4.4.6 Levantamento das Instalações Elétricas, Telefônicas e Complementares.....	110
3.4.4.7 Instalações de Processamento de Lixo.....	111
3.4.4.8 Instalações de Transporte Vertical (Elevadores).....	111
<b>3.5 Ensaios Não Destrutivos.....</b>	<b>112</b>
3.5.1 Ensaios Não Destrutivos para a Determinação da Resistência do Concreto.....	112
3.5.1.1 Avaliação da Dureza Superficial – Esclerometria.....	112
3.5.1.2 A Esclerometria e as Estruturas de Concreto Armado Antigas.....	114
3.5.1.3 Determinação da Velocidade de Propagação de Ondas Ultra-sônicas.....	115

3.5.1.4 O Ensaio Ultrassônico e as Estruturas de Concreto Armado Antigas.....	117
3.5.2 Ensaio Não Destrutivos para a Determinação do Nível de Fissuração.....	118
3.5.2.1 Fissurômetro.....	119
3.5.2.2 O Fissurômetro e as Estruturas de Concreto Armado Antigas.....	120
3.5.2.3 Selo de gesso.....	120
3.5.2.4 O Selo de Gesso e as Estruturas de Concreto Armado Antigas.....	121
3.5.2.5 Alongâmetro.....	121
3.5.2.6 O Alongâmetro e as Estruturas de Concreto Armado Antigas.....	122
3.5.3 Ensaio Não Destrutivos para a Determinação do Nível de Corrosão das Armaduras.....	122
3.5.3.1 Ensaio e Resistividade Elétrica.....	123
3.5.3.2 O Ensaio de Resistividade Elétrica e as Estruturas de Concreto Armado Antigas.....	124
<b>3.6 Laudo Preliminar das Condições da Estrutura de Concreto Armado Frente à Corrosão das Armaduras.....</b>	<b>124</b>
3.6.1 Introdução.....	125
3.6.2 Levantamento Preliminar.....	126
3.6.3 Levantamentos Dimensionais.....	126
3.6.4 Ensaio Não Destrutivos Realizados.....	126
3.6.5 Análise Preliminar.....	127
<b>3.7 Levantamento Dimensional Destrutivo.....</b>	<b>127</b>
3.7.1 Levantamento Arquitetônico Destrutivo.....	127
3.7.2 Levantamento Estrutural Destrutivo (planta de formas e armaduras).....	128
3.7.3 Levantamento Hidrossanitário Destrutivo.....	130
3.7.4 Levantamento Destrutivo dos Demais Aspectos da Edificação.....	130
<b>3.8 Ensaio Destrutivos.....</b>	<b>131</b>
3.8.1 Ensaio Destrutivos Para a Determinação da Resistência do Concreto.....	131
3.8.1.1 Resistência do Concreto à Penetração de Pinos.....	131
3.8.1.2 Resistência do Concreto à Penetração de Pinos e as Estruturas De Concreto Armado Antigas.....	132
3.8.1.3 Extração de Testemunhos de Concreto.....	133
3.8.1.4 A Extração de Testemunhos de Concreto e as Estruturas de Concreto Armado Antigas.....	135
3.8.1.5 Reconstituição do Traço do Concreto.....	136

3.8.1.6 A Reconstituição do Traço do Concreto e as Estruturas de Concreto Armado Antigas.....	136
3.8.2 Ensaio Destrutivo para a Determinação das Características e Condições das Armaduras.....	136
3.8.2.1 Armadura – Extração de Testemunho de Aço.....	137
3.8.2.2 A Extração de Testemunho de Aço e as Estruturas De Concreto Armado Antigas.....	138
3.8.3 Ensaio Destrutivo para a Determinação do Grau de Corrosão das Armaduras.....	138
3.8.3.1 A Técnica de Potencial de Corrosão.....	138
3.8.4 Ensaio Destrutivo de Identificação dos Agentes Iniciadores da Corrosão.....	139
3.8.4.1 Ensaio de Avaliação da Frente de Carbonatação no Concreto.....	139
3.8.4.2 O Ensaio de Avaliação da frente de carbonatação no concreto e as Estruturas de Concreto Armado Antigo.....	140
3.8.4.3 Extração das Amostras na Estrutura e Determinação dos Teores de Cl –.....	141
3.8.4.4 Extração das Amostras na Estrutura e Determinação dos Teores De Cl– e as Estruturas de Concreto Armado Antigas;.....	141
<b>3.9 Análise dos Ensaio Destrutivo e Não Destrutivo Mais Adequados às Estruturas de Concreto Armado Antigas.....</b>	<b>142</b>
3.9.1 Ensaio Destrutivo ou Não que Determinam a Resistência à Compressão do Concreto.....	142
3.9.2 Ensaio Destrutivo ou Não que Determinam o Grau de Fissuração da Edificação...145	145
3.9.3 Ensaio Destrutivo ou Não que Determinam o Grau de Corrosão das Armaduras....146	146
3.9.4 Ensaio Destrutivo de Extração de Testemunho de Aço.....	146
3.9.5 Ensaio de Identificação de Agentes Iniciadores da Corrosão.....	147
<b>4 LAUDO TÉCNICO E PROPOSTA DE METODOLOGIA.....</b>	<b>149</b>
<b>4.1 Laudo Final das Condições da Estrutura de Concreto Armado Frente a Corrosão das Armaduras.....</b>	<b>149</b>
4.1.1 Introdução do laudo.....	150
4.1.2 Complementação do Levantamento Preliminar.....	150
4.1.3 Descrição dos Levantamentos Dimensionais Destrutivos.....	151
4.1.4 Descrição dos Ensaio Destrutivo Realizados.....	151
4.1.5 Conclusões.....	151
<b>4.2 Proposta de Metodologia.....</b>	<b>152</b>
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>154</b>

<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>157</b>
-------------------------	------------

## INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem por objetivo discorrer sobre a ocorrência de corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, apresentando metodologia para a sua avaliação. O processo corrosivo nesse tipo de estrutura ainda é pouco estudado, haja vista que a introdução do concreto armado em nosso país é relativamente recente (início do século XX). Em um futuro próximo, os prédios que hoje são ditos “*novos*” tornar-se-ão, possivelmente, prédios antigos e trarão em seu bojo um sem número de patologias, principalmente as relacionadas com a corrosão de suas armaduras.

Os prédios antigos desse tipo de estrutura ainda são em pequeno número. Isso se deve ao fato de que tal tecnologia é relativamente nova do ponto de vista histórico; não chega há 100 anos. No entanto, a cada dia mais prédios são construídos em concreto armado, somando-se aos já existentes. Dessa forma, em um futuro não muito distante, teremos um estoque significativo de prédios antigos em estrutura de concreto armado que poderão apresentar problemas de corrosão das suas armaduras.

Somando-se ao que foi mencionado anteriormente, pode-se inferir que, em futuro próximo, a grande maioria das edificações históricas poderá ser em concreto armado. Portanto, a análise dos mecanismos e fatores que envolvem a corrosão das armaduras desse tipo de estrutura terá, ao longo do tempo, um papel fundamental na conservação e no restauro das ditas “*novas*” edificações, que já serão antigas.

Nesse contexto, este trabalho tem por objetivo, em primeiro lugar, o estudo dos processos corrosivos em estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, bem como o desenvolvimento de uma metodologia para sua detecção. Para isso, apresenta as principais características das estruturas de concreto armado executadas na primeira metade do século XX e os reflexos dessas características como elementos facilitadores, ou não, do aparecimento de processos corrosivos em suas armaduras.

Em segundo lugar, propõe-se o desenvolvimento de uma metodologia que facilite a detecção de processos corrosivos nesse particular grupo de estruturas de concreto armado. Muitos estudos têm sido realizados com a finalidade de melhor compreender os mecanismos que conduzem à corrosão das estruturas de concreto armado na atualidade. São inúmeros os trabalhos que versam sobre cuidados, especificações, técnicas construtivas, dosagens, entre outros, que devem ser observados no projeto, na execução e na operação de estruturas de

concreto em nossos dias. Não há como esquecer que as precauções atuais são mais rigorosas do que as que haviam mais de meio século atrás; no entanto, as estruturas de hoje ainda padecem do mal da corrosão das armaduras. Observando o problema por este prisma, o que se pode esperar das estruturas de concreto armado executadas com tecnologia considerada, hoje, obsoleta?

Dessa maneira, há que se ter um olhar mais zeloso por esse tipo de estrutura que, devido às suas características, podem possuir vulnerabilidade maior que as estruturas de concreto armado corrente. Portanto, o desenvolvimento de métodos de avaliação desse tipo de estrutura torna-se uma importante ferramenta para o diagnóstico de um possível processo corrosivo instalar-se em uma dada estrutura daquele período.

Outro ponto a ser considerado é a importância do estudo e da avaliação das estruturas de concreto armado em edificações da primeira metade do século XX, tendo em vista a significância histórica dessas edificações com o transcorrer do tempo. Não se pode esquecer que uma catedral gótica foi considerada uma edificação de vanguarda no seu tempo, algo que aos olhos de homens e mulheres da sua época não possuía a condição de edificação histórica. O status de patrimônio edificado só foi alcançado com o passar das décadas e dos séculos. Raciocínio equivalente pode ser aplicado às edificações em estrutura de concreto armado, pois somente com o passar dos anos se poderá valorar com precisão a condição de patrimônio de cada edificação.

Ao estudar com mais acuidade essas estruturas, estar-se-á, também, resgatando a memória das primeiras técnicas construtivas, a tipologia e as características dos materiais utilizados para a sua execução e a sua relevância sob o ponto de vista da preservação das edificações históricas. Nesse tipo de estudo, pode-se traçar melhor a diferença entre os materiais como aço, cimento, agregados, etc., a sua inter-relação no âmbito da corrosão das armaduras e os fatores comuns ou não com os processos corrosivos na atualidade.

O presente trabalho está dividido em cinco capítulos, os quais procuram abordar, de forma sequencial, a relação entre a corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado em edificações da primeira metade do século XX, propondo uma metodologia para sua detecção.

O primeiro capítulo versa sobre a história do concreto no Brasil e no mundo e os mecanismos de corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado, tais como: a corrosão da armadura no concreto armado, a passivação das armaduras, os mecanismos de corrosão da armadura, a corrosão eletroquímica, os efeitos da corrosão nas estruturas de concreto armado, bem como os fatores intervenientes na corrosão das armaduras nas

estruturas de concreto armado.

O segundo capítulo versa sobre as características das estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX (aço, agregados graúdo, cimento, concreto), demais características dos concretos da primeira metade do século XX, técnicas construtivas, efeito do ataque de cloretos, efeito do ataque de frente de carbonatação e, finalizando o capítulo, análise dos fatores que podem propiciar a corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX.

O terceiro capítulo versa sobre a análise das estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX com possibilidade de processo de corrosão nas armaduras: introdução, tipificação das estruturas de concreto armado, vistoria preliminar, levantamento dimensional, laudo preliminar, levantamento dimensional destrutivo, ensaios destrutivos e laudo final.

O quarto capítulo versa sobre a proposta de metodologia para detecção da corrosão em estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX. Finalizando, o quinto capítulo apresenta a conclusão do trabalho.

# CAPÍTULO 1

## A CORROSÃO DAS ARMADURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

### 1.1 História do Concreto

É senso comum que o concreto constitui-se em um material de construção moderno, contemporâneo. De fato, ele é o mais jovem dentre os materiais de construção; no entanto, não tão moderno como muitos podem imaginar.

Quando nos vêm à mente estruturas de concreto armado, logo pensa-se em grande edifícios, pontes, entre outras estruturas da atualidade. Apesar de estar correto, esse tipo de associação não reflete a totalidade de a história deste material de construção. Apesar de não possuir a idade de outros materiais utilizados na construção civil, como a madeira e a argila (barro), o concreto não é tão recente nas construções

Recentemente, Kouli & Ftikos (1998) apresentaram um estudo em que demonstram que este material possui mais de 3.000 anos de existência. Os dois pesquisadores apresentaram uma estrutura construída em Kamiros, na ilha de Rodas, na Grécia, a qual tinha por finalidade a estocagem de água. Em datação realizada pelos pesquisadores, foi estimado que a referida estrutura datava do ano 1.000 a.C. aproximadamente (ISAIA, 2005).

Apesar do uso do concreto pelos gregos, foram os romanos os grandes responsáveis pelo desenvolvimento do concreto na antiguidade. Por certo, o concreto desenvolvido pelos romanos não se assemelha de todo ao nosso material contemporâneo, principalmente devido ao fato de que os romanos não utilizavam barras de aço em seu interior para garantir-lhe mais resistência aos esforços de tração, assim como nosso material contemporâneo é utilizado.

Muitas das grandes obras do império romano foram construídas em concreto: aquedutos, pontes, prédios, arenas, templos, entre outros. Por muitos considerada a maior obra de concreto realizada pelos romanos, o Panteão em Roma foi erguido com a tecnologia mais desenvolvida que havia na época. Erigido por Agripa em 27 d.C., é uma edificação cilíndrica com paredes de 6 m de largura. Sua cobertura é toda em concreto com 43,3 m de diâmetro, o que significa metade da sua altura total.

Com o desaparecimento da cultura romana, o concreto foi “esquecido” até meados do século XIX. Com a descoberta do cimento portland, em 1824, por John Aspdin, bem como



com a invenção do concreto armado por Lambot e Monier, cerca de 30 anos depois, o concreto, como material de construção moderno, é redescoberto (VASCONCELOS & ISAIA, 2005).

Entre a última década do século XIX e a primeira do XX, o concreto armado é utilizado em diversas construções na Alemanha, graças aos métodos de cálculo de Möersch e Köenen, bem como de Coignet e Hennebique na França. Contudo, a partir da segunda década do século XX o concreto armado começa a ganhar as feições que conhecemos na atualidade (VASCONCELOS & ISAIA, 2005).

Datam da primeira década do século XX as primeiras obras em concreto armado no Brasil. Em 1904, foram realizadas edificações no Rio de Janeiro, São Paulo, Santos e Belo Horizonte. No entanto, o primeiro prédio construído em concreto armado foi edificado em São Paulo, no ano de 1909 (VASCONCELOS & ISAIA, 2005).

Considerado o pai do concreto armado no Brasil, Emílio Baumgart iniciou suas atividades como projetista em 1925, projetando, dentre muitas obras, o edifício do Ministério da Educação e Saúde no Rio de Janeiro, projetado por Lucio Costa, assessorado por Oscar Niemeyer e com consultoria de Le Corbusier, em 1937 (VASCONCELOS & ISAIA, 2005).

Nesses mais de 80 anos de história no Brasil, o concreto armado tornou-se o material de construção mais utilizado, constituindo-se em um símbolo do desenvolvimento do país. Foi utilizado nas principais obras erguidas para demonstrar a capacidade da engenharia nacional, dentre elas: Estádio do Maracanã, Cristo Redentor, cidade de Brasília, usina de Itaipu, etc.

## **1.2 Introdução à corrosão**

A corrosão é a transformação não intencional de um metal, a partir de suas superfícies expostas, em compostos não aderentes, solúveis ou dispersíveis no ambiente em que o metal se encontra. Quase todos os metais apresentam corrosão, mas há exceções, como o ouro e a platina.

O ferro, como exemplo, na atmosfera ambiente sofre reações químicas que dão como produto o  $\text{Fe}_2\text{O}_3(\text{H}_2\text{O})_n$ , óxido férrico hidratado comumente chamado ferrugem, a qual não apresenta grande adesão nem coesão, soltando-se facilmente na forma de pó ou escamas, e tem maior volume que o ferro original.

Há dois tipos de corrosão: a corrosão química e a corrosão eletroquímica, nas quais o metal doa elétrons a alguma substância oxidante existente no meio ambiente (O, H,  $\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{H}_2\text{S}$  etc.), formando óxidos, hidróxidos, sais, etc. Na corrosão química, os elétrons perdidos pelo

metal se combinam no mesmo lugar onde são produzidos; na corrosão eletroquímica, os elementos são liberados num local e captados noutra; há um circuito galvânico, isto é, formação de uma pilha.

### **1.3 A Corrosão da Armadura no Concreto Armado**

Este tópico fará uma abordagem sintética da corrosão da armadura no concreto, destacando como ponto de partida o estado de passivação do aço e passando, na sequência, à apresentação do mecanismo clássico eletroquímico do processo corrosivo. Destaque será dado também aos produtos de corrosão, bem como aos efeitos do fenômeno patológico nas estruturas de concreto.

Uma definição clássica e genérica para a corrosão de elementos metálicos, conforme apresentada por Panossian (1993), expressa o fenômeno como sendo a transformação de um metal em íon metálico pela sua interação química ou eletroquímica com o meio em que se encontra. Restringindo-se ao caso da armadura no interior do concreto, é plenamente válida a definição descrita por Helene (1986), a saber, *“a interação destrutiva de um material com o ambiente, por reação química ou eletroquímica”*.

A corrosão é, então, um processo de deterioração da fase metálica que implica na perda de seção das barras de aço. Também há a formação de produtos de corrosão expansivos que, no entorno das armaduras, gera tensões internas, as quais fissuram o concreto, com subsequente lascamento e destacamento da camada de cobrimento. Em estágios avançados, a corrosão compromete a segurança estrutural, podendo resultar em colapso das estruturas de concreto afetadas (CASCUDO, 2005).

### **1.4 A Passivação das Armaduras**

O concreto é um meio altamente alcalino, com pH de 12,5 a 13,5. Nos cimentos usualmente utilizados na primeira metade do século XX, devido ao maior teor de álcalis, o pH tende a ser ainda maior.

Essa alta alcalinidade provém da fase líquida dos poros do concreto, a qual é composta por hidróxidos alcalinos e possui concentração de íons  $\text{OH}^-$ , que define o pH, variando de cerca de 0,3 N até 1,0 N, em função do teor de álcalis do cimento. No caso de cimentos antigos, esse valor pode ser ligeiramente superior. A solução do poro, mesmo após poucas semanas de cura, é uma solução mista de hidróxido de sódio (NaOH) e de hidróxido de

potássio (KOH) originários dos álcalis do cimento (CASCUDO, 2005). Nessa faixa de pH, desenvolve-se no metal uma reação lenta, em que há deposição na superfície metálica de uma capa ou película de óxidos protetor, chamada película de passivação do aço. A deposição da camada de óxidos envolvendo a armadura exerce um efeito protetor, impedindo o contato de agentes agressivos do meio com a superfície metálica (CASCUDO, 2005).

### **1.5 Mecanismo de Corrosão da Armadura**

Para que haja o início da corrosão, é determinante a despassivação da armadura, o que ocorre frente à pelo menos uma das duas condições básicas seguintes: presença de quantidade suficiente de cloretos ou diminuição da alcalinidade do concreto – esta última causada principalmente pelas reações de carbonatação do concreto (CASCUDO, 2005).

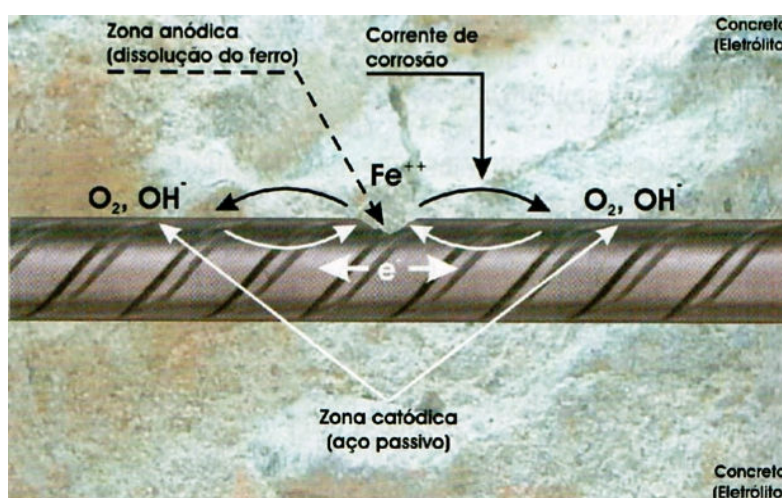
Todos os aspectos que contribuem para se obter concreto de maior compacidade e de menor índice de vazios, de modo que se tenha o mínimo de transporte de íons, gases e líquidos através de sua estrutura interna, são relevantes sob o ponto de vista da corrosão da armadura. Todos os aspectos intrínsecos do concreto afetam tanto o início do processo corrosivo (aspectos termodinâmicos) quanto o desenvolvimento em si da corrosão (aspectos da cinética do processo), porque são alteradas características e propriedades dos mecanismos de transporte, bem como se altera a resistividade elétrica do concreto, propriedade importante da determinação dos parâmetros cinéticos da corrosão (CASCUDO, 2005).

### **1.6 Corrosão Eletroquímica**

O mecanismo da corrosão da armadura é de natureza eletroquímica, ou seja, formação de pilhas eletroquímicas no interior do concreto que se caracterizam por uma área de aço anódica, onde ocorre a reação de oxidação (área em que há perda de massa ou seção), e pela área catódica, onde se dá a reação de redução de oxigênio. Ambas as reações eletroquímicas ocorrem simultaneamente e há uma relação de dependência entre elas, isto é, uma não ocorre sem a existência da outra. Na reação anódica, são produzidos íons ferro e elétrons; no processo catódico, esses elétrons são aproveitados na reação de redução de oxigênio, tendo-se como produto a hidroxila. Há a formação de uma corrente elétrica, pela armadura, no sentido ânodo-cátodo, fechando-se o circuito no sentido contrário de forma iônica pelo eletrólito, ou seja, pelo movimento de íons presentes na fase líquida existente nos poros do concreto. As reações químicas entre os produtos das reações eletroquímicas (íons ferro e hidroxila) geram

os produtos de corrosão (óxidos e hidróxidos de ferro), de natureza expansiva (CASCUDO, 2005).

Em resumo, o mecanismo de corrosão é eletroquímico (com reações anódicas e catódicas), ocorre em meio aquoso (tem de haver umidade) e se dá na presença de oxigênio. É imprescindível um condutor metálico para unir as áreas anódica e catódica, que, no caso, é a própria armadura. A Figura 1 (CASCUDO, 2005) ilustra uma pilha eletroquímica no concreto, destacando esquematicamente o mecanismo de corrosão das armaduras.



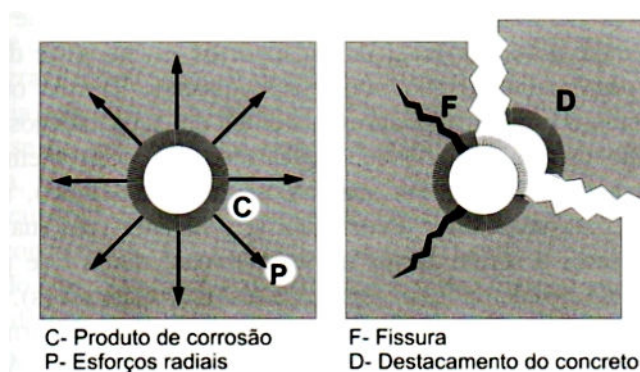
**Figura 1.** Pilha eletroquímica de corrosão no concreto armado (adaptado de Rosenberg et al., por Ferreira, 2003) (CASCUDO, 2005, p. 1076).

### 1.7 Efeitos da Corrosão nas Estruturas de Concreto Armado

Os produtos de corrosão (ferrugem) são uma gama variada de óxidos e hidróxidos de ferro que passam a ocupar, no interior do concreto, volumes de três a dez vezes superiores ao volume original do aço da armadura, podendo causar tensões internas maiores do que 15 MPa (CASCUDO & HELENE, 1999). À medida que a corrosão vai se processando, esses produtos expansivos vão se acumulando cada vez mais ao redor das armaduras, criando verdadeiras “*crostas*” no seu entorno.

Os produtos de corrosão produzem esforços no concreto na direção radial das barras, conforme mostrado na Figura 2, os quais geram tensões de tração que culminam com a fissuração das peças de concreto. As fissuras se estabelecem na direção paralela à barra corroída e são classificadas como fissuras ativas progressivas, porque têm aberturas que vão

aumentando com o decorrer do processo corrosivo. Essa evolução das fissuras implica em posterior lascamento do concreto, com comprometimento do monolitismo estrutural (dado pela aderência aço/concreto), e destacamento da camada de cobrimento, em geral deixando expostas as armaduras (CASCUDO, 2005).



**Figura 2.** Esforços produzidos que levam à fissuração e ao destacamento do concreto, devido à corrosão das armaduras (CASCUDO, 2005, p. 1077).

Pode-se afirmar que a corrosão das armaduras deteriora as estruturas de concreto sob duas óticas, de ação simultânea. Uma delas diz respeito à perda de seção das barras e seus efeitos, e a outra se refere ao comportamento mecânico de fissuração do concreto e suas consequências. Ambos os processos ocorrendo, sem que haja uma intervenção na estrutura, poderão implicar um desfecho indesejável, que é a perda de capacidade portante de peças estruturais, podendo levar, em casos extremos, ao seu colapso.

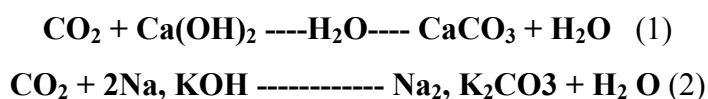
### **1.8 Fatores Intervenientes na Corrosão das Armaduras nas Estruturas de Concreto Armado**

O presente item trata dos fatores intervenientes na corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado. Serão apresentados e discutidos os principais mecanismos que criam as condições para o início da corrosão das armaduras. Será discutido o mecanismo de carbonatação do concreto e a apresentação dos fatores que influenciam o avanço da frente de carbonatação. Também serão apresentadas as formas de ingresso dos íons cloreto no concreto, bem como os fatores que influenciam sua penetração. Os efeitos da ocorrência simultânea da carbonatação e presença de íons cloreto também serão discutidos.

### 1.8.1 Carbonatação

A carbonatação é um processo de neutralização da fase líquida intersticial do concreto, saturada de hidróxido de cálcio e de outros compostos alcalinos hidratados. Os constituintes presentes na atmosfera que podem produzir reações de neutralização do concreto são os gases carbônicos ( $\text{CO}_2$ ), o dióxido de enxofre ( $\text{SO}_2$ ) e o gás sulfídrico ( $\text{H}_2\text{S}$ ). Esse processo recebe o nome de carbonatação devido à maior incidência do  $\text{CO}_2$  nas reações de neutralização (FIGUEIREDO, 2005).

Como resultado da carbonatação tem-se a redução do pH do concreto a valores inferiores a 9. Conforme mostram as equações 1 e 2, os compostos hidratados do cimento susceptíveis a carbonatação são o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), o hidróxido de sódio ( $\text{NaOH}$ ) e o hidróxido de potássio ( $\text{KOH}$ ), assim como os silicatos alcalinos (SMOLCZYK, 1969).



A carbonatação se dá a partir da superfície, formando uma frente de carbonatação, que separa duas zonas de pH muito distintas, uma com pH superior a 12 e outra com pH próxima a 8. Essa frente avança progressivamente para o interior do concreto e, ao atingir a armadura, gera sua despassivação, ou seja, o início da corrosão (FIGUEIREDO, 2005).

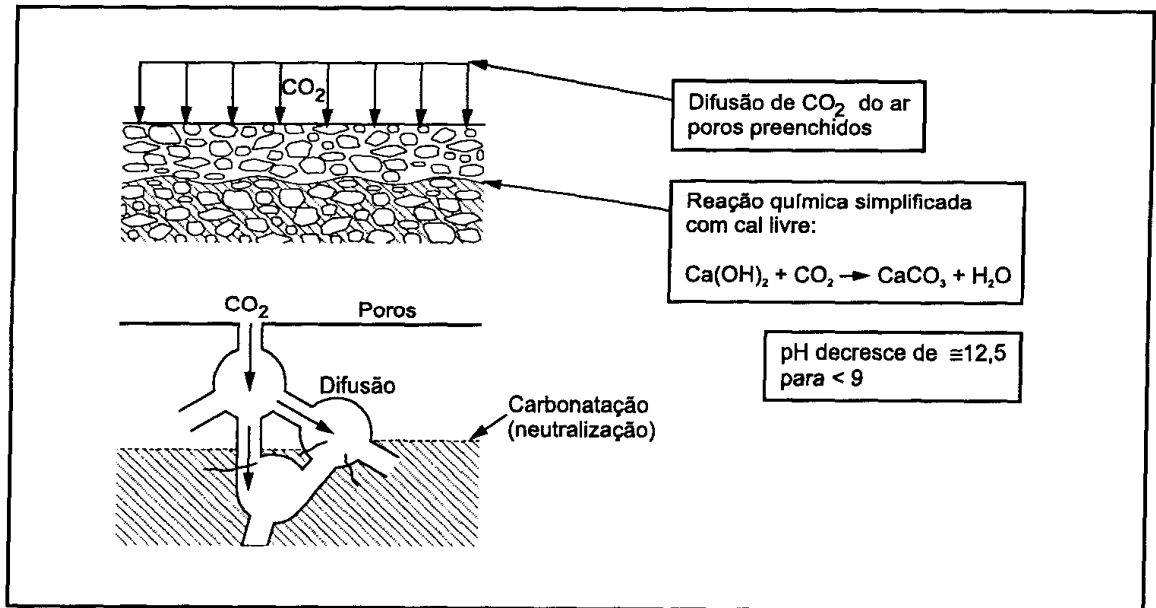


Figura 3. Avanço do processo de carbonatação, segundo CEB-BI 152 (1984).

### 1.8.1.1 Fatores Influentes na Velocidade e Profundidade de Carbonatação

Conforme Figueiredo (2005, p. 831), “A velocidade e a profundidade de carbonatação dependem de fatores relacionados com o meio ambiente e com as características finais do concreto endurecido, conforme apresentado no Quadro 1”.

	Fatores Condicionantes	Características Influenciadas
Condições de Exposição	Concentração de CO <sub>2</sub>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mecanismo físico-químico</li> <li>Velocidade de Carbonatação</li> </ul>
	Umidade Relativa do Ar	<ul style="list-style-type: none"> <li>Grau de saturação dos Poros</li> <li>Velocidade de Carbonatação</li> </ul>
	Temperatura	<ul style="list-style-type: none"> <li>Velocidade de Carbonatação</li> </ul>
Características do Concreto	Composição química do cimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>porosidade da pasta carbonatada</li> <li>reserva alcalina</li> </ul>
	- Características do clínquer	
	- Teor de adições	
	Traço	<ul style="list-style-type: none"> <li>porosidade</li> </ul>
	Qualidade de Execução	<ul style="list-style-type: none"> <li>porosidade</li> <li>grau de hidratação</li> </ul>
	- Defeitos	
	- Cuidados com a cura	

Quadro 1. Principais fatores que condicionam a velocidade de penetração da frente de carbonatação

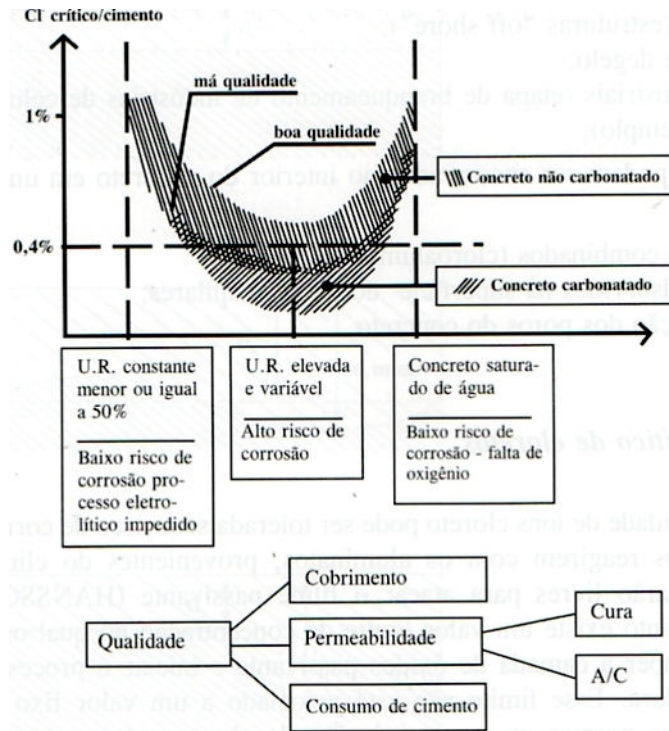
(FIGUEIREDO, 2005, p.832)

### 1.8.2 Cloretos

A literatura sobre durabilidade das estruturas de concreto frequentemente aponta a corrosão da armadura devido à ação dos íons cloreto como um dos mais sérios problemas que sofre esse material (HELENE, 1986). Segundo Figueiredo (2005), os íons cloreto chegam até o concreto sob distintas formas: aceleradores de pega que contêm cloreto de cálcio; impureza dos agregados (areia e brita) e da água de amassamento; atmosfera marinha (maresia); água do mar; sais de degelo; processos industriais (etapa de branqueamento de indústrias de celulose e papel, por exemplo). Os íons cloreto podem ser encontrados no interior do concreto em uma das seguintes formas: quimicamente combinados; fisicamente adsorvidos na superfície dos poros capilares; livres na solução dos poros do concreto.

Existe um valor limite de concentração no quais os íons cloreto podem romper a camada de óxidos passivante e iniciar o processo de corrosão da armadura. Esse limite não está associado a um valor fixo (Figura 4), embora algumas normas ou recomendações de alguns países apresentam valores orientativos. O BRE (1982) considera que um baixo risco de corrosão está associado a uma quantidade de cloretos por massa de cimento inferior a 0,4%, um risco intermediário a quantidades de cloreto entre 0,4% e 1,0% e um alto risco a quantidades superiores a 1,0%. O ACI-Committee 222 (1985) permite um conteúdo máximo de cloretos, em relação à massa do cimento de 0,15%, e a BSI-BS 8110 (1985) estabelece 0,4% como o limite máximo para as estruturas correntes de concreto armado (FIGUEIREDO, 2005).





**Figura 4.** Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e umidade do ambiente (FIGUEIREDO. 2005 p.844).

A penetração dos íons através do concreto, para que certa quantidade chegue até a armadura, na forma de cloretos livres, depende de fatores como: tipo de cátion associado aos cloretos, tipo de acesso ao concreto (antes ou depois de endurecido), presença de outro ânion como o sulfato, tipo de cimento empregado na produção do concreto, relação água/cimento, estado de carbonatação do concreto, condições de produção e cura do concreto, umidade ambiental (condições de saturação dos poros) e quantidade de cimento por metro cúbico de concreto (FIGUEIREDO, 2005).

#### 1.8.2.1 Fatores Influentes na Velocidade e Profundidade dos Íons Cloreto

Os parâmetros que influenciam a penetração dos íons cloreto no concreto são os mesmos envolvidos na penetração do  $\text{CO}_2$ . Entretanto, estes parâmetros nem sempre influenciam da mesma forma. Segundo Figueiredo (2005), o Quadro 2 mostra estes fatores.

Classificação da agressividade do ambiente sobre as armaduras		
Classe de agressividade	Macro-clima	Gás carbônico no ambiente
I	atmosfera rural	$\leq 0,3\%$
II	urbana	$\leq 0,3\%$
III	marinha ou industrial	$\geq 0,3\%$
IV	pólos industriais	$> 0,3\%$

**Quadro 2.** Principais fatores que condicionam a velocidade de penetração dos íons cloreto. (Figueiredo, 2005, p.832).

## **CAPÍTULO 2**

### **CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DA PRIMEIRA METADE DO SÉCULO XX**

#### **2.1 Introdução**

Hoje, o reconhecimento do requisito durabilidade do concreto se contrapõe com o que se pensava anteriormente de que concreto armado era inerentemente durável e permanecia em serviço durante muito tempo sem necessidade de reparos. A máxima era “concreto resistente é concreto durável”. O British Standard Code of Practice CP 114 (1948, p. 13), por exemplo, estabelecia: “Não será necessária manutenção estrutural para concretos densos executados de acordo com este código de prática”. Mesmo a edição de 1969 desse mesmo código se limitava à afirmativa: “Quanto maior o rigor da exposição, maior a qualidade necessária do concreto...” (NEVILLE, 1997, p. 84).

As considerações contidas nestes itens demonstram a visão que os técnicos em concreto armado tinham do material em um passado não tão distante, ou seja, a de que o concreto era um material que praticamente não necessitava de manutenção. Sabe-se, hoje, que isso não é verdade. O concreto é um material bastante resistente, mas possui suas limitações que, com o tempo, estas poderão crescer, de modo que necessite de manutenção constante.

Dessa forma, ao estudar a corrosão em estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, concluí-se que não se pode fazê-lo considerando que o material daquela época possui as mesmas características do de hoje. Muito evoluiu a tecnologia do concreto nos últimos 60 anos. Assim, ao deparar-se com estruturas daquela época, faz-se necessário o entendimento das suas características e peculiaridades. Sem este entendimento, não serão possíveis a análise correta e, muito menos, a determinação de uma metodologia adequada para a recuperação das patologias por elas apresentadas.

Ao pesquisar sobre as características das estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, deve-se ter em mente que se está entrando em um túnel do tempo, onde muitas das normas e recomendações que se conhece sobre o concreto armado hoje sequer haviam sido cogitadas. Portanto, ao se entrar neste “novo enfoque”, é imprescindível que se deixe de lado parte do conhecimento que se tem sobre o concreto armado na atualidade e que

se analisem as características do concreto daquela época de forma isenta dos conhecimentos atuais.

Naquela época, era comum o uso de sal de cozinha (NaCl) para acelerar a pega do concreto, da mesma forma que o cloreto de cálcio (CaCl) para acelerar sua cura. Não era fato incomum a utilização de tijolos, barro e argila como agregados graúdo, tampouco a utilização de “*tarugos*” de madeira como espaçadores. Essas são algumas das características que eram encontradas nas estruturas de concreto armado daquela época e que devem ser analisadas de forma bastante acurada, pois elas fornecerão os subsídios para um melhor entendimento das patologias das estruturas no presente.

Inúmeras são as características das estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, que diferem das executadas na atualidade. Essas características podem influenciar de forma, por vezes, significativa na corrosão das armaduras. Este tópico tem por objetivo demonstrar de que forma tais características podem vir a colaborar para incremento dessa patologia.

Serão apresentadas as influências de cada característica e a sua influência na velocidade de corrosão das armaduras, que pode se dar de forma direta (contribuindo de forma objetiva na concentração de cloretos, por exemplo), ou de forma indireta (como o aumento da permeabilidade, que pode se traduzir em um fator facilitador de uma frente de carbonatação).

Esses fatores serão abordados de forma isolada, sem a sinergia com outros fatores que poderão aumentar ou diminuir a influência do fator ora em análise, tendo em vista que são muitos os fatores intervenientes quando se estuda a corrosão das armaduras. Neste item, serão comparados concretos sob a influência da característica em estudo comparado com um concreto equivalente (mesmas características) que possui ou não a característica em questão.

Serão abordados os materiais constituintes do concreto isoladamente e, após, em conjunto, assim como as técnicas construtivas e mais implicações que possam interferir com a possível corrosão das armaduras das estruturas executadas na primeira metade do século passado. Serão realizadas citações de publicações da época para apresentação da tecnologia e do estado da arte então vigente para, sequencialmente, realizar-se análise crítica sobre as mesmas.

## 2.2 Aço

A seguir, serão apresentadas algumas das características do aço utilizado nas estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX, bem como uma análise a esse respeito.

### 2.2.1 Dimensões do Aço

O aço emprega-se nas armaduras geralmente sob a forma de varões com diâmetro de 3/16 a 1 ½ polegadas. Esses varões são de ferro homogêneo, obtido pelo processo básico dos fornos Martin-Siemens, o qual em rigor nada mais é do que aço e por isso também chamado aço doce (PIANCA, 1955, p. 392).

Uma diferença existente entre as barras de aço utilizadas nas estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX e as utilizadas atualmente é a resistência mecânica nominal, ou seja, as barras de hoje têm uma capacidade portante, em média, três vezes superior à das barras daquela época. Não é somente na capacidade portante que há diferença; outra questão é a denominação: os aços antigos eram chamados de “aço doce”. Essa denominação é bastante importante, pois, na verdade, os aços considerados doces possuem um patamar de escoamento superior ao dos aços atuais. Por isso, a deformação que uma barra de aço doce apresenta antes de romper é superior à de uma barra atual. Devido a essa característica, o concreto executado com esse tipo de aço tende a se deformar mais. Essa deformação pode gerar o aparecimento de fissuras, as quais podem tornar-se caminho preferencial de agentes agressivos.

### 2.2.2 Tipos de Aço

Esse aço encontra-se no comércio sob três categorias: 00 – CA; 37 – CA ; 50 – CA. Os varões das categorias 37 – CA têm no topo e na superfície lateral de uma das extremidades uma cruz cinzenta e os da categoria 50 – CA, possuem a extremidade pintada com tinta branca. As barras 00 – CA, não trazem distintivo algum (PIANCA, 1955, p. 392).

Conforme apresentados neste item, os aços doces antigos possuíam uma nomenclatura de certa forma até similar com os aços atuais; no entanto, esta é a única semelhança. Em todos os demais aspectos, os aços atuais se diferem dos antigos, seja na resistência que é maior, seja na deformabilidade proporcional que é menor. O aço 50-CA não é o mesmo CA-50 que é produzido hoje. É importante notar a forma como era feita a marcação nas barras para se saber qual a categoria de cada barra de aço. As marcações podem ajudar na identificação de qual

categoria do aço foi utilizada em uma estrutura daquele período. Outro aspecto a ser observado é o cuidado ao se efetuar verificação do projeto estrutural, na qual se devem levar em conta as deformações. Sobre o aço produzido naquele período, Pianca (1955, p.392) comenta: “O aço doce de uso corrente é o 37 – CA. As tensões admissíveis para esse aço variam de 1.200 a 1.500 kg/cm<sup>2</sup> (120 a 150 MPa). O aço 50 – CA, é o de maior resistência e as tensões admissíveis vão de 1.500 a 1.800 kg/cm<sup>2</sup> (150 a 180 MPa)”. Já Moraes e Moraes Rego (2005) argumentam:

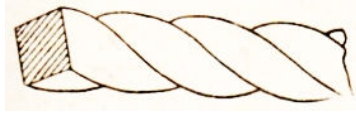
Desde a década de 70 o Brasil vem mantendo-se na vanguarda da normalização de vergalhões. A EB-3 de 1978 (Barras e Fios Destinados a Armaduras de Concreto Armado, posteriormente denominada de NBR 7480 em 1985), por exemplo, já então previa a utilização de vergalhões com tensão de escoamento de 500Mpa e 600Mpa. Tal disponibilidade acabou por praticamente eliminar o uso de aços de resistências inferiores – exceto o CA – 25, de aplicações específicas – devido à significativa redução de custos gerada pelo emprego de vergalhões das categorias CA-50 ou CA-60 (MORAIS & MORAES REGO, 2005, p. 256).

Como já foi colocado no item anterior, a semelhança entre os aços antigos e os atuais restringe-se somente à nomenclatura, pois, conforme citação acima, a resistência dos aços na atualidade é superior aos dos aços antigos. Portanto, é relevante a informação de que as tensões admissíveis para os aços daquela época eram inferiores às tensões dos aços na atualidade. Ao ser efetuado qualquer tipo de verificação estrutural, deverá ser feita, em primeiro lugar, a identificação da categoria do aço conforme o item anterior e, a partir da categoria identificada, deverá ser utilizada a tensão admissível para aquela categoria.

Além dos varões, constituídos pelo perfil circular, que são de emprego corrente nas estruturas de concreto armado, usam-se também os vergalhões, os ferros chatos e perfilados. (...) Encontram-se no comércio ferros especiais que se avantajam, sobre os circulares de uso corrente, pela sua maior aderência e facilidade de colocação. Com o fim de aumentar a aderência entre a armadura e o concreto foram idealizados, sobretudo na América do Norte, ferros especiais com superfícies rugosas umas torcidas. Outras estranguladas ou dentadas e outras ainda farpadas. A aderência dessas barras é muito maior que a dos simples varões graças à rugosidade que apresentam. Entretanto a experiência tem demonstrado que, nas construções bem executadas, há suficiente aderência com o uso dos ferros comuns, principalmente se houver o cuidado de ancorá-los convenientemente na massa de concreto (PIANCA, 1955, p. 392-393).

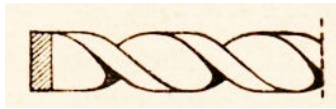
A seguir, alguns exemplos de barras utilizadas então.

- Barras Ransome: são vergalhões de ferro, torcidos em espiral em torno do próprio eixo.



**Figura 5.** Barras Ransome (PIANCA, 1955, p. 393).

- Barras Habrich: são formadas de ferros chatos torcidos de modo semelhante às barras Ransome.



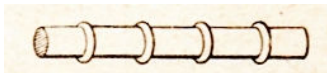
**Figura 6.** Barras Habrich (PIANCA, 1955, p. 393).

- Barras Johnson: são estranguladas, têm seção aproximadamente quadrada e apresentam alargamentos equidistantes que formam verdadeiras nervuras transversais.



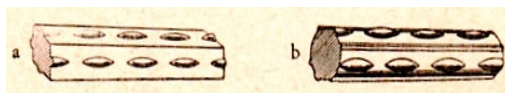
**Figura 7.** Barras Johnson (PIANCA, 1955, p. 393).

- Barras Mench: são formadas de varões com ondulações equidistantes.



**Figura 8.** Barras Mench (PIANCA, 1955, p. 393).

- Barras Havemeyer: possuem seção quadrada, retangular ou circular, com pequenas saliências longitudinais equidistantes e de forma abaulada.



**Figura 9.** a e b Barras Havemeyer (PIANCA, 1955, p. 393).

Era usual a utilização de barras de aço circular tipo doce, as quais não possuíam nervuras, eram lisas. No entanto, podiam ser encontradas no mercado barras que não eram redondas, mas, sim, ferros chatos e/ou perfilados. Havia, ainda, as barras com superfícies rugosas e/ou torcidas, atualmente conhecidas como nervuradas. Estas barras conferiam ao concreto armado executado com elas uma maior aderência entre a superfície de contato concreto-aço. Nos dias de hoje, esta diferença é tão visível, que a utilização de barras de aço lisa está restrita a utilizações específicas. Uma questão a ser levantada é que, com uma maior aderência proporcionada pelas barras rugosas, o concreto poderia fissurar menos, portanto, teria a possibilidade de ser menos vulnerável ao ataque de agentes agressivos. Sobre outros tipos de aço daquele período, Pianca (1955, p. 394) informa:

As redes de aço são constituídas de varões com 3 a 12 mm de diâmetro, soldados eletricamente em todos os cruzamentos e formando malhas quadradas ou retangulares de diversas dimensões. São fornecidas sob a forma de esteiras com largura máxima de 3m e o comprimento de acordo com as necessidades. A esteira é recomendável pela economia de mão-de-obra, transporte, tempo e material. Emprega-se nas lajes, muros e abóbodas, etc. A taxa de trabalho do aço é de 2.200 a 2.400 kg/cm<sup>2</sup> (220 a 240 MPa).

### 2.3 Agregado Graúdo

A seguir serão apresentadas algumas das características do agregado graúdo utilizado nas estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX, descritas em comentários relevantes:

O pedregulho deve ter a forma arredondada ou ovalada. Nos trabalhos de concreto armado aceitam-se as formas chatas e planas somente quando em pequenas proporções, pois se prendem facilmente entre as armaduras provocando a formação de cáries. O agregado graúdo deve ser formado de pedras de vários tamanhos, desde o mínimo de 7 mm até o máximo de 7 a 8 cm conforme o destino do concreto. Nos trabalhos de concreto armado a dimensão máxima não vai além de 25 a 35 mm, atendendo ao espaçamento corrente dos ferros (PIANCA, 1955, p. 41).

A forma do agregado graúdo influencia, indiretamente, a resistência do concreto. Em princípio, para igualdade de condições de concretos executados com pedra britada de grãos com arestas vivas e o seixo rolado de forma arredondada, os primeiros são mais resistentes, pois há uma melhor aderência entre o agregado e a



pasta que o envolve. No campo prático, porém dá-se em geral, preferência ao material arredondado, pois pela sua forma o atrito entre os grãos é menor que na pedra britada; deste modo, a trabalhabilidade exigida é obtida com uma quantidade menor de água da ordem de 80 % da quantidade necessária para materiais britados. Como a resistência é proporcional à quantidade de água, segue-se que os concretos, com seixo em igualdade de condições de aplicação (não composição), são melhores que os de pedra britada. Podemos acrescentar que a pedra britada contém sempre maior quantidade de material pulverulento que o seixo e que este material absorve grandes quantidades de água. Quanto à graduação, podemos dizer que existe uma granulometria ótima do concreto, que exige uma quantidade mínima de água para se tornar trabalhável, dando em consequência a resistência máxima (PETRUCCI, 1957, p. 373).

Este item tem como ponto fundamental a utilização de seixo rolado ou pedra britada para a execução de concretos na primeira metade do século XX. Tanto o seixo rolado como a pedra britada conferem características positivas e negativas aos concretos com elas executados. E que podem contribuir, ou não com um processo de corrosão das armaduras. Inicialmente, faremos análise do seixo rolado e, a seguir, a da pedra britada.

Conforme Petrucci (1957, p. 373), o concreto antigo executado com seixo rolado necessita de menos água para uma dada trabalhabilidade, o que lhe conferiria uma resistência maior e uma permeabilidade menor. Já Neville (1997, p. 292) pondera:

A tensão à qual se inicia a fissuração depende muito das propriedades do agregado graúdo: seixos arredondados e lisos resultam fissuração a tensões menores do que pedras britadas angulosas e ásperas, provavelmente devido a que a aderência mecânica seja influenciada pelas características superficiais e, até certo ponto, pela forma do agregado graúdo.

No quesito levantado por Neville, a fissuração da região de transição entre a pasta e o agregado depende das propriedades do agregado. O seixo rolado, por sua forma arredondada, poderia ter uma aderência menor do que a brita, conferindo ao concreto fissuração e permeabilidade maior. Neville (1997, p. 145) acrescenta:

Pode-se notar que o seixo tem geralmente uma absorção maior do que a pedra britada da mesma natureza petrológica, o que é devido à ação dos intemperismos nas camadas externas das partículas de seixo, tornando-as mais porosas e absorventes. Embora não haja uma relação definida entre a resistência do concreto e a absorção de água do agregado, os poros na superfície da partícula têm influência sobre a aderência entre o agregado e a pasta de cimento, portanto, exercer alguma influência sobre a resistência do concreto.

Este comentário vem a corroborar o anterior, ou seja, devido à sua natureza petrológica, o seixo poderia ser mais poroso e absorvente, o que diminuiria a aderência entre a pasta e o agregado, podendo, assim, aumentar a fissuração e a permeabilidade. Tendo em

vista esse panorama, há que se considerarem os três fatores pelos quais o seixo rolado pode vir a influenciar a permeabilidade dos concretos antigos. Primeiro tópico: devido à menor necessidade de água para uma mesma trabalhabilidade, o concreto antigo com seixo pode possuir uma quantidade de água inferior à de um concreto equivalente executado com pedra britada, tendo, em tese, uma maior resistência e menor permeabilidade. Segundo tópico: devido à sua forma, o agregado graúdo necessita de tensões menores para propiciar uma dada fissuração, podendo aumentar a permeabilidade. Terceiro tópico: devido à sua superfície mais porosa e absorvente, o seixo rolado pode vir a diminuir a aderência entre a pasta e o agregado, aumentando a fissuração e, conseqüentemente, a permeabilidade. Levando-se em conta esses três pontos, pode-se considerar que a forma do seixo rolado tanto beneficia quanto prejudica a permeabilidade do concreto, não sendo possível determinar se suas características facilitam e/ou dificultam a penetração de agentes agressivos no interior da estrutura de concreto.

De forma análoga, o que foi colocado em relação ao seixo rolado pode-se transpor à pedra britada. Os fatores que prejudicavam o desempenho do seixo rolado são os mesmos que beneficiam a pedra britada, e vice-versa. Dessa maneira, não há a necessidade de se efetuarem, novamente, as considerações a respeito dos benefícios e/ou malefícios que as pedras britadas podem conferir aos concretos antigos no que diz respeito à penetração de agentes agressivos.

Para determinados trabalhos, empregam-se, em vez da pedra dura, tijolos ou pedra-pomes, materiais que se caracterizam pelo seu pouco peso. O tijolo que se emprega é o que provém de demolições e o refugo por quebra existente nas olarias e na própria obra. Deve estar limpo de terra e restos de argamassa e ser convenientemente molhado antes da confecção do concreto. O concreto assim obtido é leve, porém de pouca resistência .... A pedra-pomes é um material vulcânico que se usa frequentemente e que tem a vantagem de fornecer um concreto leve, porém de resistência inferior. Há grande variedade de pedras-pomes, de diversas qualidades e cores que vão desde o branco de neve até o preto, passando pelo castanho e pelo vermelho. A pedra branca tem-se revelado a melhor (PIANCA, 1955, p. 42).

Este item apresenta ponto fundamental à utilização de tijolos e/ou pedra-pomes para a execução de concretos antigos. Tanto o tijolo como a pedra-pomes podem vir a conferir características ao concreto com elas executado, as quais podem contribuir ou não com a permeabilidade do concreto. Primeiramente será feita a análise do tijolo e, a seguir, a da pedra-pomes.

Um concreto antigo, ou não, feito com tijolos como agregado graúdo, possui a característica de ter um peso específico menor do que concretos executados com agregados de

pedras basálticas e/ou graníticas. No entanto, a utilização do tijolo como agregado graúdo também apresenta alguns inconvenientes. O aumento da permeabilidade é um dos fatores que mais pode contribuir para criação de um ambiente propício ao ingresso de agentes agressivos no interior da estrutura de concreto. Neville (1997, p. 144) destaca que

A água pode entrar nos poros, em quantidade que depende do tamanho, continuidade e volume desses poros. Como o agregado representa cerca de três quartos do volume do concreto, torna-se evidente que a sua porosidade contribui para a porosidade global do concreto.

Esse peso específico menor apresenta porosidade maior do agregado e, por conseqüência, maior que a do concreto feito com este tipo de agregado. O aumento da retração é um ponto a ser observado, pois, devido ao menor módulo de elasticidade que o tijolo possui, ele oferecerá uma menor contenção à retração da pasta de cimento. Conforme Neville (1997, p. 434),

Os agregados leves, de um modo geral, resultam maior retração, principalmente devido ao fato de o agregado, tendo módulo de elasticidade menor, oferece menor contenção à retração da pasta de cimento. Aqueles agregados leves que têm uma proporção grande de material fino passante na peneira 75 um apresentam uma retração ainda maior, pois os finos tendem a uma maior proporção de vazios.

Portanto, o tijolo, quando utilizado como agregado graúdo nos concretos antigos, devido à possível aumento da retração, pode causar incremento no grau de fissuração do concreto, o que poderá aumentar a sua permeabilidade e conseqüente vulnerabilidade ao ataque de agentes agressivos. Outro aspecto a ser considerado é a presença de pirita nos tijolos. Neville (1997, p. 232) alerta:

Piritas ferrosas e macassitas representam as principais oclusões expansivas nos agregados. Estes sulfetos reagem com água e oxigênio do ar formando sulfato ferroso que depois se decompõe resultando hidróxido, enquanto os íons sulfato reagem com os alumiatos de cálcio do cimento. Também pode se formar ácido sulfúrico que ataca a pasta de cimento. Podem ocorrer manchamento da superfície do concreto e desagregação (estouros) da pasta de cimento, particularmente em condições úmidas e quentes. Os estouros podem se estender por vários anos, até que haja água e oxigênio presentes.

Não é fato incomum a presença de piritas ferrosas na composição dos tijolos, seja a partir da queima, ou até mesmo na composição das argilas com as quais os tijolos eram confeccionados. Portanto, além do problema da permeabilidade do material, a presença de

piritas ferrosas devido às suas reações de expansão pode conferir ao concreto uma desagregação indesejável que, em tese, tenderia a aumentar sua permeabilidade e facilitaria o ingresso de agentes agressivos.

No caso da pedra-pomes, quando utilizada como agregado graúdo em estruturas de concreto armado antigas, praticamente tem-se os mesmos efeitos da utilização de tijolos, exceto pela questão de presença de pirita. Dessa forma, os quesitos aumento da retração, aumento da porosidade, diminuição da resistência, aumento da permeabilidade e elevada absorção são os mesmos da utilização de tijolos como agregados graúdos. Quanto a esses pontos, Neville (1997, p. 677) enfoca:

A pedra pomes é um material claro, vulcânico vítreo, com textura de espuma com massa específica entre 500 e 900 kg/m<sup>3</sup>. As variedades de pedra pomes são muito fracas do ponto de vista estrutural produzem concretos com massa específica entre 800 e 1.800 kg/m<sup>3</sup> com boas características isolantes, com elevada absorção e grande retração.

Quanto a outros tipos de agregados, Pianca (1955, p. 42) informa que “estão sendo empregados também agregados de peso leve manufacturados, provenientes do barro comum ou da argila xistosa ou betuminosa bem como das escórias”.

Conforme o exposto neste item eram utilizados como agregados graúdos na execução de concretos antigos o barro comum, a argila xistosa, a argila betuminosa e as escórias, após um processo de manufatura. O fato é que, normalmente, a manufatura desses materiais não era realizada de forma a transformá-los em agregados próprios para a utilização em concreto armado, principalmente no que se refere à queima do barro e da argila, com o intuito de eliminar impurezas ou a presença de argilas expansivas. Como será visto a seguir, a presença de argila expansiva constitui-se em um dos maiores problemas para a utilização de barro, argila xistosa e argila betuminosa como material de agregado graúdo para concreto armado. Segundo Neville (1997, p. 134),

A argila pode estar presente no agregado na forma de películas superficiais que interferem com a aderência entre o agregado e a pasta de cimento. Como uma boa aderência é fundamental para assegurar ao concreto resistência e durabilidade satisfatórias, o problema das películas de argila se torna importante..... O silte e o pó fino podem formar películas semelhantes às formadas por argila, ou podem estar presentes na forma de partículas soltas não aderentes ao agregado graúdo. Mesmo neste caso, o silte e o pó fino não devem estar presentes em quantidades excessivas porque, devido à finura e, portanto, grande área superficial, aumenta a demanda de água necessária para molhar todas as partículas na mistura.

Os concretos executados com esse tipo de material podem conferir ao mesmo uma aderência, resistência e permeabilidade que poderão ser afetadas, tornando-se, assim, mais suscetíveis a um ataque de agentes agressivos. A presença de argilas expansivas pode ainda acarretar ao concreto as reações alcali-carbonato, que se dão, também, por uma expansão do material, acarretando uma fissuração e diminuindo a aderência entre a pasta e o agregado. Com isso, ocorre um aumento da permeabilidade e é facilitado o ingresso de agentes agressivos. Por último, tem-se o efeito do aumento da retração no concreto devido à presença de argilas expansivas não apartadas no processo de manufatura. Em determinados casos, essa retração pode ser significativa e conduzir a um processo de fissuração acentuado, o que acarretaria aumento da permeabilidade do concreto.

Como já foi demonstrado anteriormente, não era fato incomum a utilização de barro comum, argila xistosa e argila betuminosa como agregado graúdo na confecção dos concretos antigos. Assim, em muitos casos, a presença da argila no agregado não se limitava somente àquela aderida no agregado graúdo; também havia, a utilização de alguns tipos de argila como o próprio agregado graúdo. Estas, muitas vezes, não sofriam o devido processo de manufatura que propiciava a sua utilização para esse fim. Desta forma, os concretos antigos feitos com esse tipo de material podem estar sujeitos a uma retração que, eventualmente, resultará em uma possível fissuração, fazendo com que a permeabilidade do concreto aumente e propicie o ingresso de agentes agressivos.

No que diz respeito à densidade do concreto relativa aos diversos tipos de agregado utilizados naquela época, Pianca (1955, p. 52) enumera:

Peso por metro cúbico de concretos de consistência média, para diversas espécies de agregados graúdos:

- Seixo arenoso – peso médio 2.200 kg/m<sup>3</sup>;
- Brita basáltica – 2.400 kg/m<sup>3</sup>;
- Brita granítica – 2.300 kg/m<sup>3</sup>;
- Brita calcária ou arenária – 2.100 kg/m<sup>3</sup>;
- Tijolos britados – 1.800 kg/m<sup>3</sup>;
- Escórias de altos fornos – 2.200 kg/m<sup>3</sup>;
- Areia quartzosa e seixo de pedra-pomes – 1.600 kg/m<sup>3</sup>;
- Escórias de carvão – 1.300 kg/m<sup>3</sup>.

Nessa relação, pode-se ver quão usual era a utilização de agregados “não usuais”, tais como: tijolos britados, pedra-pomes, escórias de carvão, etc. Essas informações são importantes, pois nos revelam a diversidade de materiais utilizados como agregados graúdos à época e nos remetem para a necessidade de uma análise mais acurada, por ocasião da inspeção de estruturas de concreto armado daquela época no que se refere à tipologia dos

agregados e seus reflexos na estrutura de concreto armado como um todo. Sobre o efeito da granulometria dos agregados graúdos e miúdos nos concretos daquele período, Petrucci (1957, p. 382) discorre: “a granulometria dos agregados graúdos tem influência bastante menor do que a dos miúdos, que é preponderante”.

A informação sobre a granulometria dos agregados graúdos reflete o grau de conhecimento que se tinha da influência dos agregados nas propriedades do concreto, seja como material puro, seja como associado ao aço. Sabe-se hoje da influência dos agregados graúdos sobre as características do concreto, tais como: retração, fluência, porosidade, permeabilidade, compacidade, coeficiente de dilatação térmica, entre outras. Portanto, parece-nos ser essa afirmação um retrato de uma época em que os conhecimentos sobre a microestrutura do concreto, ainda, não eram bem conhecidos.

## 2.4 Cimento

A seguir serão apresentadas algumas das características do cimento utilizado nas estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX. Também será feita análise a respeito das características.

CARACTERÍSTICA DOS CIMENTOS	PIANCA (1955)	BACELLAR (1947)	PETRUCCI (1957)	TORRES (1955)	ATUAL (2009)
Cal	58,2 a 65,6%	52 a 65%	63%	61 a 67%	64 a 65%*
Sílica	19,8 a 26,4%	20 a 29%	22%	20 a 23%	21 a 22%*
Alumina	4,2 a 9,5%	5 a 11%	6%	4,5 a 7%	4 a 7%*
Óxido de Ferro	2,2 a 4,5%	2 a 6%	3%	2 a 3,5%	3 a 5%*
Óxido de Magnésio	0 a 2,9%	0,5 a 3%	2%	0,8 a 6%	<6,5%**
Anidrido Sulfúrico	0,2 a 2,2%	0,5 a 2%	2%	1 a 2,3%	≤ 4,0%**
Álcalis	0,2 a 2,8%	-	0,8%	-	-
Perda ao Fogo	0,3 a 2,7%	-	-	-	3 a 5%**
Resíduo Insolúvel	0,1 a 1,4%	-	-	-	1 a 16%***

**Quadro 3.** Características dos Cimentos, com base em. Bacellar (1947, p. 305), Pianca (1955, p. 27), Torres (1955, p. 32), Petrucci (1957, p. 335), Kihara e Centurione (2005, p.125)\*\* e Metha e Monteiro (2008, p.56)\*.

A análise do Quadro 3 é preponderantemente, em relação ao teor de álcalis, perda ao fogo, teor de óxido de magnésio e teor de anidrido sulfúrico, que são os componentes com maiores diferenças em relação aos cimentos atuais.

O teor médio máximo de álcalis nos cimentos portland antigos é de 1,8%, ou seja, 50% a mais que o teor médio máximo de álcalis para os cimentos portland atuais que é de 1,2% (NEVILLE, 1997, p. 31). Pode-se dizer que os cimentos antigos, por terem um teor de

álcalis maior do que os atuais, podem conferir aos concretos executados com eles um pH mais elevado do que o dos concretos atuais. Outra consequência da presença de álcalis no cimento é mencionada por Neville (1997, p. 66): “a pasta fresca de cimento portland tem uma alcalinidade muito alta (pH maior que 12,5), mas, com um cimento com alto teor de álcalis, o pH é ainda mais alto”.

Entretanto, Neville (1997, p. 66) pondera:

No entanto, pode-se dizer que, em geral, os álcalis aumentam as resistências iniciais e reduzem as finais. Osbaeck confirmou que um teor de álcali mais alto no cimento portland aumenta as resistências iniciais e diminui as finais.

Assim, os concretos antigos poderiam ter uma diminuição no ritmo de crescimento de suas resistências devido ao maior teor de álcalis. No entanto, essa diminuição pode não acontecer devido ao fato de que os cimentos antigos são mais grossos se comparados aos cimentos atuais. Essa característica confere aos concretos executados com esse tipo de cimento (mais grosso) um ganho de resistência ao longo do tempo, o que contrabalançaria o efeito da diminuição de resistência devido à maior concentração de álcalis. Por conseguinte, o teor de álcalis nos cimentos antigos pode vir a favorecer os concretos executados com ele devido ao aumento do pH, propiciando, assim, uma proteção maior às armaduras frente a um eventual ataque de agentes agressivos.

O teor da perda ao fogo média máxima nos cimentos portland antigos é de 2,7%, ou seja, 35% a mais do que para os cimentos portland atuais, que é em torno de 2% (NEVILLE, 1997, p.31).

Como a perda ao fogo é uma medida indireta da extensão da carbonatação e da hidratação da cal livre e do óxido de magnésio livre devido à exposição do cimento ao ar, pode-se dizer que um percentual maior de perda ao fogo pode vir a indicar uma concentração maior de CaO e MgO livres. Com uma concentração maior desses compostos, pode-se ter cimentos mais expansivos, os quais tendem a gerar um grau de fissuração interna maior no concreto a qual, conforme o caso, pode vir a aumentar a permeabilidade e a possibilidade do ataque de agentes agressivos. Portanto, em igualdade de condições, os cimentos antigos, devido à perda ao fogo maior, podem conferir aos concretos executados com eles uma predisposição maior à expansão, possibilitando, em tese, a entrada de agentes agressivos ao interior do concreto.

O teor médio máximo de óxido de magnésio nos cimentos portland antigos é de 3,47%, ou seja, 45% a menos que os cimentos portland atuais que é em torno de 6,5%

(KIHARA & CENTURIONE, 2005, p. 318). Como visto anteriormente, uma concentração maior de óxido de magnésio no cimento pode vir a torná-lo mais expansivo, o que colabora para a geração de fissuras internas no concreto feito com esse tipo de cimento e, conforme o caso pode aumentar a sua permeabilidade e incrementar uma possível entrada de agentes agressivos. Portanto, em igualdade de condições, os cimentos antigos, devido à perda ao fogo maior, podem conferir aos concretos executados com eles uma predisposição maior à expansão, possibilitando, em tese, a entrada de agentes agressivos ao interior do concreto.

O teor médio máximo de anidrido sulfúrico ( $\text{SO}_3$ ) nos cimentos portland antigos é de 2,12%, ou seja, 47% a menos que o teor máximo de anidrido sulfúrico ( $\text{SO}_3$ ) para os cimentos portland atuais, que é em torno de 4% (KIHARA & CENTURIONE, 2005, p. 318). Conforme Neville (1997, p.38),

A quantidade de gesso a ser adicionada ao clínquer de cimento deve ser cuidadosamente observada; em particular, um excesso de gesso leva a uma expansão e conseqüente desagregação da pasta de cimento. O teor ótimo é determinado pela observação do desprendimento de calor de hidratação... Assim, um teor ótimo de gesso resulta uma velocidade desejável da reação nos primeiros estágios e evita a elevada concentração local de produtos de hidratação. Como conseqüência, se reduz o tamanho dos poros da pasta de cimento e se aumenta a resistência. A quantidade de gesso necessária aumenta com o teor de  $\text{C}_3\text{A}$  e também com o teor de álcalis do cimento..... A quantidade de gesso adicionada ao clínquer de cimento é expressa como massa de  $\text{SO}_3$  presente. Neville (1997, p. 38)

Tendo em vista que o teor médio de  $\text{C}_3\text{A}$  (12,5%) (aluminato tricálcico) e de álcalis (1,8%) ( $\text{Na}_2\text{O}$ ) nos cimentos antigos é superior ao teor médio de  $\text{C}_3\text{A}$  (9,5%) e álcalis (1,2%) dos cimentos atuais, seria de se esperar que o teor de  $\text{SO}_3$  (2,17%) nos cimentos antigos também fosse superior ao dos cimentos atuais (4%). Mas essa relação não ocorre; na verdade, ela é inversa ao que se poderia esperar, pois o teor de  $\text{SO}_3$  nos cimentos antigos é 45% inferior em relação aos cimentos atuais. Assim, a concentração de  $\text{C}_3\text{A}$  que resta após todo o gesso ter se consumido é maior do que nos cimentos atuais, o que faz com que a velocidade de reação não seja adequada. Isso resulta em uma concentração mais elevada de produtos de hidratação que leva a uma diminuição da resistência nas primeiras idades e a um aumento no tamanho dos poros da pasta de cimento. Dessa maneira, pode-se imaginar que o concreto feito com cimento antigo possa ter uma permeabilidade inicial maior do que os concretos executados com cimentos atuais. Não obstante essa permeabilidade inicial maior, os cimentos antigos eram mais grossos do que os atuais, acarretando um incremento de resistência em longo prazo devido à hidratação posterior dos compostos, reduzindo, assim, a permeabilidade em idades maiores. Dessa forma, uma concentração maior de  $\text{C}_3\text{A}$  nas primeiras idades e um conseqüente aumento inicial da permeabilidade são contrabalançados pela hidratação dos



compostos em idades mais avançadas, o que pode conferir uma permeabilidade menor em idades mais avançadas. Devido à maior concentração de  $C_3A$ , os concretos executados com cimentos antigos podem ter uma maior proteção às armaduras devido a essa reserva de  $C_3A$  que poderia vir a se combinar com os cloretos e, assim, vir a diminuir o risco de um ataque dos mesmos. Já com relação a uma frente de carbonatação, o concreto executado com cimento antigo tenderia ser mais resistente, devido ao incremento de resistência pela hidratação dos compostos em idades mais avançadas com a consequente diminuição da permeabilidade.

No que se refere à quantidade de sílica, Pianca (1955, p. 27) afirma que, “em alguns cimentos de boa qualidade, a quantidade de sílica alcança 28% e em compensação a alumina baixa a pouco menos de 4%”.

O que era considerado no passado um cimento portland antigo de boa qualidade nada mais é do que os limites de um cimento portland atual. Atualmente, o valor máximo para a sílica fica em torno de 25%, e o teor mínimo de alumina é aproximadamente 3%. Portanto, um cimento portland antigo considerado de boa qualidade em muito se aproxima dos limites de sílica e alumina dos cimentos portland atuais (NEVILLE, 1997, p.31).

Outro aspecto a ser considerado nos cimentos da primeira metade do século XX é o peso específico e a densidade aparente. No Quadro 4, pode-se observar a variação desses dois aspectos, tendo como referência os autores já apresentados.

<b>CARACTERÍSTICAS DOS CIMENTOS</b>	<b>BACELLAR (1947)</b>	<b>PIANCA (1955)</b>	<b>PETRUCCI (1957)</b>	<b>Atual (2009)*</b>
Peso Específico	2.700 a 3.200 kg/m <sup>3</sup>	3.000 a 3.250 kg/m <sup>3</sup>	3.000 a 3.200 kg/m <sup>3</sup>	2.900 a 3.200 kg/m <sup>3</sup>
Densidade Aparente	1,4	1,1 a 1,5	1,22 a 1,42	1,2 a 1,4

**Quadro 4.** Características dos Cimentos, com base em Bacellar (1947, p. 305), Pianca (1955, p. 27), Petrucci (1957, p. 338) e GEPECON (2009)\*.

A densidade aparente média dos cimentos portland antigos é de 1,33, ou seja, 11% menor do que a densidade aparente dos cimentos portland atuais, que é de 1,5 (BAUER, 1985, p. 36). O peso específico médio dos cimentos portland antigos é de 3.058 kg/m<sup>3</sup>, ou seja, 2,92% menor do que o peso específico dos cimentos portland atuais, que é de 3.150 Kg/m<sup>3</sup> (NEVILLE, 1997, p. 46). Tanto o peso específico menor, quanto a densidade aparente menor dos cimentos antigos em relação aos atuais devem-se, basicamente, ao fato de que os primeiros eram menos finos do que os atuais. Essa menor finura implica que possuíam uma resistência inicial menor, mas, com o passar do tempo e com a hidratação dos compostos que

não haviam se hidratado nas idades iniciais, começa a crescer, tornando o concreto antigo mais resistente e conferindo-lhe uma permeabilidade menor quando comparada com as idades iniciais. No que concerne à pega dos cimentos antigos, Pianca (1955, p. 28) discorre: “o cimento de qualidade média inicia a pega geralmente de meia à uma hora depois de estar argamassado. Alguns cimentos completam a pega depois de 4 a 5 horas e outros depois de 10 a 12 e mesmo 24 horas”.

O tempo mínimo para o início da pega para cimentos portland atuais é de uma hora, e o tempo máximo para o fim da pega é de dez horas. Vemos que os tempos mínimos de início e de fim de pega para cimentos portland antigos e atuais não são os mesmos (KIHARA & CENTURIONE, 2005, p. 317). Essa diferença, principalmente do tempo de fim de pega, que pode ser de até o dobro dos cimentos antigos, deve-se ao fato de serem menos finos que os cimentos atuais. Um indicador dessa diferença entre a finura de ambos é o teor de  $SO_3$ , pois os cimentos antigos possuem um teor quase 50% inferior se comparado aos cimentos atuais. A necessidade de um teor de  $SO_3$  maior nos cimentos atuais justifica-se para conter velocidade de reação, que é maior devido justamente à sua maior finura. Outra questão importante refere-se às resistências dos cimentos portland comuns daquele período. Quanto a isso, Pianca (1955, p. 29) discorre:

As especificações brasileiras EB1 e EB2, respectivamente para o cimento portland comum, fixam os seguintes limites mínimos para a resistência à compressão. Argamassas de cimento comum, compostas de uma parte de cimento e três partes de areia normal em peso:

- 3 dias de idade – 80 kg/cm<sup>2</sup>;
- 7 dias de idade – 150 kg/cm<sup>2</sup>;
- 28 dias de idade – 250 kg/cm<sup>2</sup>.

Essas resistências exigidas nas provas de laboratório são evidentemente muito elevadas e aparentemente excessivas tendo em vista os esforços unitários que praticamente suportam as estruturas murais.

A resistência entre as pastas de cimento antigas e atuais são praticamente as mesmas para o CP I (cimento Portland tipo I, segundo NBR 5732). Entretanto, as resistências esperadas dos corpos-de-prova de argamassas nas respectivas idades são elevadas e aparentemente excessivas, tendo em vista a resistência característica das estruturas de concreto. Em outras palavras, as resistências requeridas pela EB 1 e EB 2 estão além das resistências normalmente utilizadas nas estruturas de concreto armado corrente naquela época. De uma forma intuitiva, sempre foi essa a impressão quando se tratava de analisar as resistências de estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX. Todavia, não

se havia, ainda, mencionado de forma clara, a diferença entre o que as normas preconizavam na época e a realidade que se fazia nos canteiros de obra. A utilização de resistências mais baixas para estruturas de concreto armado daquela época, algo em torno de 10 a 15 MPa, pode acarretar uma série de outros inconvenientes para a durabilidade da estrutura como um todo.

É bastante conhecida a relação entre resistência e permeabilidade. Sabe-se, por exemplo, que quanto mais alta é a resistência de um concreto maior é a possibilidade de ele ser menos permeável, e vice-versa. Dessa forma, é de se esperar que os concretos antigos, por terem uma resistência mais baixa à compressão, podem apresentar uma permeabilidade maior. Esse aumento da permeabilidade pode acarretar, também, maior vulnerabilidade à ação de agentes agressivos. No que diz respeito à composição média dos compostos para cimento portland comum, Petrucci (1957, p. 336) enumera:

- C<sub>3</sub>S – Cimento portland comum – 30 a 35 %;
- C<sub>2</sub>S – Cimento portland comum – 20 a 45 %;
- C<sub>3</sub>A – Cimento portland comum – 10 a 15 %;
- C<sub>4</sub>AF – Cimento portland comum – 5 a 10 %.

Este item tem como ponto fundamental a análise comparativa entre os compostos constituintes dos cimentos fabricados na primeira metade do século XX com os cimentos fabricados na atualidade.

Os cimentos portland antigos possuíam um teor de C<sub>3</sub>S de aproximadamente de 30 a 35%; já os cimentos portland atuais, aproximadamente de 40 a 60%. Quanto a essa diferença, Neville (1997, p. 308) comenta: “nos cimentos portland modernos, a velocidade de hidratação é bem maior do que no passado devido tanto á maior finura como ao maior teor de C<sub>3</sub>S”. Essas características peculiares conferiam ao cimento portland antigo resistência menor nas primeiras idades e incremento da resistência nas idades mais avançadas. Portanto, os concretos executados com cimentos portland antigos podem ter recebido um acréscimo na sua impermeabilidade devido ao aumento da resistência em um período em que, potencialmente, havia maiores riscos de ataques de agentes agressivos.

Os cimentos portland antigos possuíam um teor de C<sub>2</sub>S aproximado de 20 a 45%; já os cimentos portland atuais, aproximadamente, de 14 a 35% (ABCP, 2006). Quanto a essa diferença, Neville (1997, p. 310) comenta:

No que diz respeito à resistência efetiva em longo prazo, cimentos portland americanos produzidos no início do século, com altos teores de C<sub>2</sub>S, apresentaram um aumento da resistência de concretos, expostos ao ar ambiente, proporcional ao logaritmo até a idade de 50 anos. A resistência aos 50 anos era tipicamente igual a

2,4 vezes a resistência aos 28 dias. No entanto, cimentos fabricados desde 1930, com menor teor de  $C_2S$  e maior área específica, atingiram a resistência máxima entre 10 e 25 anos, sofrendo depois uma certa redução de resistência. Os cimentos portland alemães fabricados em 1941, quando usados em concretos conservados em meio ambiente, chegaram, após 30 anos, a resistências iguais a 2,3 vezes a resistência aos 28 dias. O aumento relativo de resistências era maior com relações água/cimento maiores.

Sobre essas mesmas diferenças, Neville (1997, p. 339-341) acrescenta:

Uma mudança mais recente, ocorrida na década de 1960, merece particular atenção, pois teve consequências radicais na prática da produção do concreto. As mudanças em cimentos britânicos estão bem documentadas, mas elas ocorreram também em outros países. A mudança de maior interesse prático foi o aumento da resistência aos 28 dias, bem com aos 7 dias, de argamassa preparada com uma relação água/cimento estabelecida. A principal razão foi à elevação o teor de  $C_3S$  de cerca de 47% em 1960 para cerca de 54 % em 1970. Houve um decréscimo correspondente no teor de  $C_2S$ , de modo que o teor total de silicatos de cálcio permaneceu constante em 70% ou 71%. Esta mudança foi possível devido às melhorias no processo de fabricação do cimento, mas também motivada pelos benefícios do uso de um cimento “mais forte”, como foi notado pelos usuários, isto é: redução do teor de cimento para uma mesma resistência especificada, desforma mais cedo e construção mais rápida. Lamentavelmente, esses benefícios estavam associados a desvantagens [...]. De forma semelhante, o crescimento da resistência após os 28 dias é muito menor nos cimentos modernos, de modo que não se deve mais confiar em resistências a prazo mais longo quando se projetam estruturas que serão carregadas somente em idades mais avançadas [...]. Se por um lado, se podem obter vantagens econômicas da resistência aos 28 dias de um concreto com dada relação água/cimento, podem também resultar desvantagens. Um concreto com a mesma resistência aos 28 dias, como no exemplo anterior (usando cimentos ‘antigos’) pode ser feito usando uma relação água/cimento maior e um teor de cimento menor. Mas estas alterações resultam um concreto com maior permeabilidade e, portanto, mais sujeito à carbonatação e à penetração de agentes agressivos e, de um modo geral, menor durabilidade [...]. Além disso, a ausência de aumento significativo de resistência após os 28 dias eliminaria a melhoria do concreto em longo prazo que dava segurança aos usuários no passado, mesmo que essa melhoria não tivesse sido considerada no projeto.

Como está descrito na primeira frase deste tópico, os cimentos portland modernos possuem uma finura maior e um teor de  $C_3S$ , também, maior do que os cimentos portland antigos. Como consequência disso, os concretos executados com cimentos portland modernos têm uma resistência inicial mais elevada do que quando comparada com os concretos executados com cimentos portland antigos. Essa diferença deve-se ao fato de que, por ser mais fino, o cimento portland moderno reage mais rapidamente, fazendo com que a resistência inicial seja aumentada. Da mesma forma ocorre com o teor de  $C_3S$ , que nos cimentos portland modernos é superior aos dos cimentos portland antigos. Esses dois fatores em conjunto fazem com que o concreto executado com esse tipo de cimento portland obtenha resistências maiores nas primeiras idades e, por consequência, diminuição dos incrementos de

resistência com o passar do tempo. Por outro lado, os cimentos portland antigos tinham uma finura menor, bem como um teor de  $C_2S$  superior. Essas características conferem aos concretos executados com esse tipo de cimento portland uma resistência inicial menor nas primeiras idades e, por analogia, uma resistência maior em idades avançadas. De certa forma, essas características dos cimentos portland antigos lhes são favoráveis, pois o incremento de resistência em idades avançadas pode conferir uma menor permeabilidade, advinda, principalmente, do cimento não hidratado em idades inferiores, podendo, assim, propiciar ao concreto antigo uma presumível menor permeabilidade e conseqüente maior proteção contra agentes agressivos.

Os cimentos portland antigos possuíam um teor de  $C_3A$  de aproximadamente 10 a 15%; já os cimentos portland atuais, de aproximadamente 6 a 13% (ABCP, 2006). A respeito dessas diferenças, Neville (1997, p. 38) argumenta: “um efeito positivo do  $C_3A$  é a sua capacidade de fixação de íons cloreto”. O valor médio encontrado para o  $C_3A$  em cimentos portland antigos é de 12,5%, ou seja, quase 30% a mais que nos cimentos portland atuais, cujo teor médio fica em torno de 9,5%. Devido à concentração maior de  $C_3A$ , os concretos feitos com cimentos portland antigos podem ter uma capacidade maior de fixação de íons cloretos do que os concretos feitos com cimentos portland atuais. Dessa forma, pode-se inferir que, em igualdade de condições, os concretos executados com cimentos portland antigos podem conferir, teoricamente, maior proteção contra a corrosão das armaduras do que os concretos equivalentes executados com cimentos portland atuais.

## 2.5 Concreto

A seguir, serão apresentadas e analisadas algumas das características do material concreto utilizado nas estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX. Sobre a dilatação térmica, Pianca (1955, p. 53) afirma:

O coeficiente de dilatação térmica depende essencialmente do fator água-cimento, pois a pasta de cimento é muito mais sensível que o agregado. Em média pode-se calcular que para cada variação de um grau centígrado, e entre  $-15\text{ C}$  e  $+50\text{ C}$ , a dilatação ou contração é de 0,001 mm por metro linear. Pianca (1955, p. 53)

O valor usual para o coeficiente de dilatação térmica do concreto na atualidade é, em média, 0,012 mm por metro linear, o que é diferente se comparado com os concretos antigos. Conforme Neville (1997, p. 385),

Determinações do coeficiente de dilatação térmica do concreto confirmaram variações com a umidade do concreto e é maior, em cerca de  $0,001\text{mm/mC}^{-1}$ , quando o concreto está secando. Em um mesmo concreto foram encontrados coeficientes de dilatação térmica  $0,011\text{mm/mC}^{-1}$ , no inverno e  $0,013\text{mm/mC}^{-1}$  no verão.

Sabe-se que o coeficiente de dilatação do concreto é função, basicamente, dos coeficientes de dilatação da pasta de cimento e do agregado graúdo. Ao considerar que para um concreto feito com os mesmos agregados em proporções semelhantes apenas variando-se o tipo de cimento, ou seja, um concreto com cimento portland atual e o outro concreto com cimento portland antigo, constatar-se-á que o que lhes diferencia quanto ao coeficiente de dilatação, aproximadamente, é o coeficiente das pastas de cimento na atualidade e no passado. A diferença entre os coeficientes de dilatação dos dois concretos é função do tipo de cimento e do fator a/c. Essa diferença pode ser devido a menor compacidade que os cimentos antigos conferiam ao concreto. Em outras palavras, a porosidade dos concretos antigos é superior aos dos atuais. Portanto, um coeficiente de dilatação menor dos concretos antigos sugere que estes poderiam possuir resistência mecânica menor e porosidade maior. Por outro lado, um coeficiente de dilatação térmico inferior pode vir a conferir aos concretos antigos menor fissuração, por exemplo, quanto à retração térmica. De acordo com Goulart Graça et al. (2005, p.690),

O efeito que provoca maior fissuração é a retração térmica; porém, a dilatação térmica do concreto pode provocar fissuras por levantamento, quando não se dispõe de juntas de dilatação adequadamente espaçadas, que podem levar à fragmentação do concreto.

Não obstante essa observação, o efeito predominante sobre a durabilidade dos concretos antigos não parece ser a menor possibilidade de fissuração quanto à retração térmica, devido ao menor coeficiente de dilatação dos concretos antigos, mas, sim, a consequência de possuir um coeficiente menor. A indicação de uma resistência média inferior e uma porosidade maior quando comparada à de concretos atuais equivalentes aponta fatores que, possivelmente, influem de forma mais decisiva na análise global da durabilidade dos concretos antigos e a sua capacidade de virem a proteger as armaduras frente a agentes agressivos. No que tange à retração dos concretos daquele período, Bacellar (1947, p. 353) registra: “Retração (concreto) 0,2 a 0,4 mm/m durante o primeiro ano”.

Conforme Neville (1997, p. 433-436), a retração dos concretos atuais é cerca de 0,8 mm/m durante o primeiro ano, ou seja, mais do que o dobro da retração dos concretos antigos, que é de, no máximo, 0,4 mm/m durante o primeiro ano. Um valor de retração menor é benéfico para os concretos antigos, pois quanto maior a retração, maior também a possibilidade de fissuração do concreto. Outra variável a ser considerada é a da quantidade de cimento, bem como o tamanho dos agregados graúdos. A respeito desses aspectos, Neville (1997, p. 421 e 429) discorre:

O tamanho e a granulometria do agregado, por si mesmos, não têm influência sobre a magnitude da retração, mas agregados maiores permitem misturas mais pobres, resultando, portanto, menos retração. Um aumento no teor de cimento também aumenta a retração e, portanto, a tendência à fissuração, mas é positivo o efeito sobre a resistência.

A diferença entre a retração dos concretos no passado e no presente, basicamente, deve-se à quantidade de cimento que está incorporado à pasta, ou seja, quanto maior a quantidade de cimento, maior a possibilidade de retração, e vice-versa. Como os concretos antigos podem ser considerados mais “pobres” em cimento quando comparados aos atuais, fica claro que os concretos antigos provavelmente devam possuir uma retração inferior. A menor retração pode significar menor fissuração e, conseqüentemente, maior resistência a um ataque de agentes agressivos. A retração do concreto como um todo, basicamente, é influenciada pela pasta e pelo tipo de agregado. O agregado tem uma função bastante importante na contenção da retração, ou seja, através de seu módulo de elasticidade, o agregado pode contribuir para uma maior ou menor retração. Outros aspectos importantes nos concretos da primeira metade do século XX referem-se à porosidade e permeabilidade. Sobre esses temas Pianca (1955, p. 53) aborda:

Todos os concretos são mais ou menos porosos e, por conseguinte permeáveis. A porosidade depende da dosagem e do adensamento. Os concretos podem ser gordos, se o cimento que entra na sua composição encher completamente os vazios do agregado, e magros, no caso contrário. Os concretos gordos, mesmo assim, não são completamente impermeáveis, pois a água que se emprega para dar-lhes a plasticidade necessária, parte é consumida no processo físico-químico da pega e parte se evapora, deixando vazios na massa. Além disso, por mais esmerado que seja o adensamento, é impossível preencher com o cimento todos os vazios da areia e com a argamassa assim obtida todos os vazios do agregado. A impermeabilidade nem sempre constitui requisito dos concretos, o que depende naturalmente do fim a que se destinam. Essa qualidade é exigida nos reservatórios, canais, canalizações e obras marítimas. Pode-se obtê-la adicionando à água de amassar substâncias especiais ou então aplicando revestimentos ou pinturas com substâncias hidrófugas.

As citações deste item referem-se, direta e/ou indiretamente, à porosidade e/ou permeabilidade. Deve-se levar em conta que, na primeira metade do século XX, não se fazia uma distinção clara entre porosidade e permeabilidade. Frequentemente, uma era usada como sinônimo da outra. Intuitivamente, sabe-se que os concretos antigos eram mais porosos e permeáveis do que os atuais. Assim, neste item, serão mostradas, de forma mais clara, as propriedades dos concretos antigos que levam a essa impressão. Conforme Neville (1997, p. 288-289), “Foi estabelecida por Rossler e Odler uma relação linear entre a resistência e a porosidade dentro do intervalo entre 5% e 28%”. A porosidade média dos concretos atuais não tende a passar dos 30%, sendo este um valor limite. Um valor dito “normal” oscila entre 10 e 20%. Nos concretos antigos, esse valor variava desde 24 até 41%, o que pode denotar a baixa resistência, devido, em grande parte, à sua maior porosidade. De acordo com Neville (1997, p. 490),

Pastas de cimento com igual grau de hidratação têm permeabilidade tanto menor quanto maior o teor de cimento, isto é, quanto menor a relação água/cimento [...]. No concreto, o valor do coeficiente de permeabilidade decresce consideravelmente com o aumento da relação água/cimento: no intervalo de relações água/cimento de 0,75 a 0,26 o coeficiente decresce de até 4 ordens de grandeza, e no intervalo de 0,75 a 0,45, de duas ordens de grandeza. Especificamente, com uma relação água/cimento 0,75, o valor típico do coeficiente é  $10^{-10}$  m/s, que poderia ser considerado um concreto de alta permeabilidade. Com uma relação água/cimento de 0,45, o valor típico do coeficiente é de  $10^{-11}$  m/s ou  $10^{-12}$  m/s; com ordem de grandeza do que a última podem ser consideradas bem baixas.

As informações trazidas nessa citação são reveladoras da influência da relação água/cimento na permeabilidade do concreto. As relações água/cimento nos concretos antigos podiam ser elevadas, da ordem de até 0,75 em certos casos, o que pode ser colocado como um concreto, potencialmente, de alta permeabilidade. Outra questão a influenciar a porosidade e/ou permeabilidade dos concretos é a finura do cimento. Sobre esse aspecto, Neville (1997, p. 491) comenta:

A permeabilidade dos concretos também é influenciada pelas propriedades do cimento. Para uma mesma relação água/cimento, cimentos mais grossos tendem a produzir pastas de hidratadas com porosidade maior do que a produzida por cimentos mais finos.

Os cimentos portland antigos eram menos finos do que os atuais. Por isso, parece plausível considerar que, devido à sua menor finura, os concretos feitos com cimentos portland antigos tendem a ser mais porosos do que os atuais.



Outro aspecto a ser considerado na determinação de uma maior ou menor porosidade e/ou permeabilidade do concreto antigo é a quantidade de água no interior da pasta e sua relação com o agregado graúdo. A respeito disso, Neville (1997, p. 491) explica:

A diferença entre a permeabilidade da pasta de cimento endurecida e a do concreto contendo uma pasta de igual relação água/cimento poderia ser considerada como a permeabilidade do agregado influenciando o comportamento do concreto. Se o agregado tiver permeabilidade bem baixa, sua presença reduz a área efetiva de escoamento. Além disso, como deve contornar as partículas do agregado, o caminho efetivo percorrido pelo líquido se torna mais longo de modo que pode ser considerável o efeito do agregado na redução de permeabilidade.

Quando utilizados agregados convencionais nos concretos antigos, tais como seixos, basaltos e granitos, pode-se considerar correta a afirmativa deste item. No entanto, no passado, era usual o emprego de agregados de outros tipos, tais como: tijolos, pedra-pomes, barro, argilas xistosas e argilas betuminosas. Esses agregados têm uma permeabilidade superior à dos granitos e basaltos usualmente utilizados em concretos. Além da permeabilidade maior da sua pasta de cimento, como era usual, os concretos antigos tinham agregados com permeabilidade maior, o que poderia conferir ao conjunto pasta agregado uma permeabilidade final também maior.

Há de se considerar ainda a influência do tipo de cura na permeabilidade dos concretos antigos. Segundo Neville (1997, p. 494), “a permeabilidade ao ar é fortemente influenciada pela cura, especialmente em concretos de resistência baixa e moderada”. Apesar de a literatura da época recomendar com veemência os cuidados com a cura do concreto, principalmente nas primeiras idades, o fato é que muitas práticas adotadas na época para a cura do concreto não eram muito recomendáveis, tais como a utilização de sais para acelerar a cura. Portanto, pode-se apenas presumir que os concretos curados à época poderiam ter alguma deficiência no seu processo, influenciando, assim, sua permeabilidade. Levando-se em conta que possuíam, via de regra, resistências mais baixas, é provável que concretos antigos possam vir a ter, também, uma permeabilidade maior ao ar, tendo em vista uma possível deficiência no processo de cura, o que poderia aumentar a sua vulnerabilidade, principalmente, a uma frente de carbonatação.

Dessa forma, os concretos antigos, em média, devem possuir uma porosidade e/ou permeabilidade maior do que concretos equivalentes atuais, seja pelo processo de cura, pelo uso de agregados mais porosos, pela menor finura do cimento, por um fator a/c superior e, principalmente, por uma resistência mecânica média inferior. Devido à sua maior porosidade

e/ou permeabilidade, os concretos antigos podem ter uma maior predisposição ao ataque de agentes agressivos e conferir menor proteção às armaduras frente a um processo corrosivo.

Outro quesito importante refere-se ao consumo de cimento ( $\text{kg/m}^3$ ) no concreto daquele período. Sobre esse assunto, Pucher (1949, p. 22) menciona:

Na adição de cimento ao concreto não basta observar simplesmente a resistência desejada, uma vez que a mesma pode ser obtida com quantidades tão diminutas de cimento, para o caso de estruturas pouco solicitadas, que o concreto resultante seria tão pouco denso que não protegeria a armadura suficientemente contra a oxidação. Por este motivo encontram-se prescritas nas Determinações da Associação Alemã de Concreto Armado, parágrafo oitavo, item 2, as quantidades mínimas de cimento para o concreto armado, variando de 240 a 300 kg de cimento por  $\text{m}^3$  de concreto.

A questão do consumo de cimento nos concretos antigos não se relacionava, necessariamente, pelo quesito resistência mecânica, mas sim pela necessidade de conferir ao concreto uma compacidade que somente poderia ser dada pelo aumento da resistência. A citação acima talvez seja a mais contundente demonstração do quão as estruturas de concreto armado eram *pobres*. O adjetivo *pobre* pode ser entendido sob vários sentidos: pobre por serem essas estruturas pouco solicitadas; pobre pela baixa resistência do concreto, pelo baixo consumo de cimento, pela alta relação a/c, e pobre por não se retirar do concreto a potencialidade que poderia proporcionar. A respeito desse tema, Neville (1997, p. 708) afirma:

No passado, as especificações do concreto estabeleciam as proporções de cimento, agregado miúdo e agregado graúdo. Assim eram preparadas algumas misturas tradicionais, mas, devido à variabilidade dos componentes da mistura, concretos com iguais proporções de cimento agregado e trabalhabilidade tinham resistências muito diferentes. Por esse motivo, mais tarde se acrescentava à resistência mínima aos outros requisitos.

As considerações contidas neste item mostram com muita clareza a “qualidade” dos concretos antigos. A variabilidade nas resistências de um mesmo concreto era considerado quase como algo normal. Não se pode esquecer que essa realidade deu-se em outro tempo, quando não se dispunha do conhecimento que se tem hoje. Desta maneira não se pode “julgar” o concreto executado naquela época com os parâmetros de hoje, pois isto acarretaria significativa mudança de paradigma no modo de se encarar o grau de avanço tecnológico daquela época. Outra ação de comparação que não pode ser realizada é usar os parâmetros de controle do concreto atual e aplicá-los aos concretos antigos, pois tais concretos possuem características e comportamentos, por vezes, bastante diferentes. Assim, é necessário

desenvolver metodologias particulares para a avaliação de estruturas de concreto armado de outra época.

Outra questão referente às características das estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX era o enfoque da durabilidade dessas estruturas. Esse aspecto praticamente não era abordado, pois o concreto era considerado material quase *eterno*. Sob essa visão, Neville (1997, p. 481) enfoca:

A durabilidade do concreto não significa vida indefinida, nem significa suportar qualquer tipo de ação. Além disso, hoje em dia se considera, embora não fosse assim no passado, que, em muitas situações, seja necessária uma manutenção de rotina no concreto. A expressão “embora não fosse assim no passado.

A citação é bastante emblemática e demonstra de forma significativa o quão importante foi a mudança de mentalidade na forma de ver o concreto como material de construção com uma vida finita. Não faz muito tempo (60 ou 70 anos) que o concreto era visto como um material definitivo, ou seja, um material de construção que não necessitava de manutenção e que era “praticamente” eterno. Hoje, sabe-se que o concreto é um ótimo material de construção, mas que, diferentemente do passado, necessita de manutenção. Este novo olhar sobre o concreto atual suscita também uma releitura do concreto feito no passado. É importante notar que o concreto produzido naquele período tinha outra característica e não é possível analisá-lo do mesmo modo que o concreto da atualidade. O concreto do passado era constituído de materiais diferentes dos de hoje, as diretrizes de cálculo da estrutura eram outras, bem como a execução era diferente da atual. Tudo isso faz com que os métodos de análise e avaliação de estruturas de concreto armado em edificações executadas no passado devam ter uma metodologia própria, levando-se em conta as particularidades e características que lhes são peculiares.

Um aspecto importante do concreto da primeira metade do século XX refere-se à oxidação. Sobre esse assunto, Petrucci (1963, p. 145) discorre:

A oxidação não se produz quando se trabalha com corrente alternada. Como para a produção de oxigênio no ânodo, é necessário à presença de água, não há dúvida, que em concretos secos e bem ventilados ao ar, não é de se temer as ações eletrolíticas desta natureza. Não creio que este defeito seja muito frequente, mas existe. Na minha vida profissional, tive que informar certa ocasião sobre uma corrosão deste tipo produzida por um fenômeno eletrolítico sobre umas tubulações de calefação embutida por uma soleira e situadas no piso térreo, ao nível de uma rua por onde circulava o bonde.

Hoje, pode parecer estranha a colocação feita no início da década de 60 do século passado, embora fosse tida como verdadeira para a época. Considerar que um concreto bem seco e ventilado seria garantia de que não sofreria o fenômeno da corrosão pode parecer estranho nos dias atuais, mas era dessa forma que se encarava esse tipo de fenômeno na época. A consideração de que os processos de corrosão das armaduras não eram “defeitos” frequentes, denotam a forma com que esse tipo de ocorrência era encarado, ou seja, apenas como um defeito ocasional. A expressão “mas existe” demonstra a visão de que era algo raro, mas que poderia existir. Essas visões, na realidade, enfocam um olhar que se tinha a respeito das estruturas de concreto armado.

Essas afirmações têm pouco mais de 40 anos, ou seja, foram feitas em um passado relativamente recente. A respeito da visão de que se tinha na época, Andrade (2005, p. 757) argumenta:

O concreto armado atendeu prontamente às enormes necessidades de construção do pós-guerra. Nessa época, foram desenvolvidos novos sistemas construtivos e modelos de cálculo que permitiram maior produtividade e menores custos, fatores cruciais para a reconstrução. Porém, essas inovações, em parte atuaram negativamente nas construções, aumentando a esbeltez das estruturas, reduzindo as dimensões das peças estruturais e cobrimento das armaduras e incrementando as tensões de trabalho. Essas mudanças tiveram um reflexo direto sobre a durabilidade das estruturas de concreto armado, favorecendo a tendência à fissuração e reduzindo a proteção as armaduras.

As características dos concretos que foram mencionadas neste item são justamente as que foram abordadas neste trabalho até então. Os concretos projetados e executados, principalmente, na primeira metade do século XX não atendiam aos requisitos básicos para propiciar boa durabilidade. Dessa forma, o estudo e a análise das características desse tipo de concreto são fundamentais para o entendimento do seu comportamento, bem como das medidas a serem implementadas por ocasião das intervenções advindas de patologias por ele adquiridas. Outro enfoque para essa abordagem também é dada por Andrade (2005, p. 757):

Muitas dessas obras d’arte foram construídas no milagre econômico brasileiro, isto é, entre as décadas de 70 e 80, possuindo, portanto, idade média aproximada de 30 anos. Nesse período, os projetos de cálculo adotavam resistências de projeto entre 15 Mpa a 25 Mpa, com cobrimento de armadura aquém da necessária para a sua proteção, fruto, em parte, de uma deficiência normativa. Assim por conta dos critérios de especificações insuficientes sob a ótica da durabilidade, aliada, em alguns casos, a práticas construtivas que não primavam pela qualidade e a inexistência de manutenções preventivas periódicas, essas pontes e esses viadutos estarão sujeitos a apresentar sérios problemas de desempenho estrutural relacionados à deterioração do concreto armado... Um dos casos mais graves se encontra em uma das pontes de maior fluxo de tráfego, com 28 anos de idade, onde

foram detectadas sérias manifestações patológicas em todos os 16 blocos de fundações, originadas, inicialmente, por forte reação álcali/agregado, induzindo um intenso quadro de fissuração, que abriu caminho para atuação de outros mecanismos de deterioração, como: corrosão das armaduras, lixiviação e ataques de sulfatos (Helene et al., 2002).

As considerações contidas nessa citação se referem a concretos, normativas e práticas construtivas com mais ou menos 30 anos de idade, ou seja, relativamente recentes. Ao extrapolar essas considerações para concretos executados na primeira metade do século XX, certamente os problemas e as implicações serão maiores, pois, se há 30 anos passados não havia uma cultura quanto à durabilidade do concreto, pode-se imaginar como seria 80 anos atrás. Certamente, a preocupação com a durabilidade do concreto era menor.

Deve-se considerar como sendo de relevância o estudo e a análise das estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, pois o estoque de estruturas (casas, prédios, pontes, viadutos, etc.) é superior ao número de estruturas com 30 anos de idade. Ainda sobre esse tema, Isaia (2005, p. 20) enfatiza:

A falta de durabilidade que o concreto apresentou em estruturas construídas nos anos 60 a 80 do século XX, em especial nas expostas a ambientes agressivos, denota a dicotomia que existiu, desde o início do emprego do concreto, entre o conhecimento adquirido e a prática de obra.

Partindo desse pressuposto, pode-se imaginar um período em que o conhecimento era mais reduzido. Esse período se dá em média meio século antes do período proposto na citação de Isaia (1960 a 1980). Dessa forma, parece bastante claro que, se estruturas de concreto armado entre os anos de 1960 a 1980 apresentavam problemas de durabilidade devido à não colocação em prática dos conhecimentos sobre o material concreto, o que se pode esperar da época em que esses mesmos conhecimentos estavam apenas iniciando.

Uma característica importante dos concretos produzidos na primeira metade do século XX é a adição de substâncias para acelerar a pega. Sobre esse tema, Pianca (1955, p. 62) explica:

Às vezes se acelera a pega adicionando à água substâncias químicas como o sal de cozinha ou clorureto de cálcio. O sal de cozinha se emprega na proporção de 10 a 20 %, mas tem o inconveniente de provocar a formação de eflorescências brancas. Essas podem ser retiradas mediante uma solução de ácido clorídrico. Maior vantagem oferece o cloreto de cálcio, que se emprega à razão de 20 a 60 kg por tonelada de cimento.

Petrucci (1963, p. 150-152) complementa:

Entre os produtos de adição para se conseguir uma aceleração do processo de endurecimento, podemos citar os carbonatos alcalinos, o sulfato de sódio e o cloreto de cálcio. Vou referir-me exatamente a este último, por ser o mais conhecido e estudado, pois seu uso para estes fins começou mais ou menos com o presente século. O meio mais cômodo de adição de cloreto de cálcio é acrescentá-lo na betoneira em forma de escamas. Isto evita a dissolução prévia, sempre incômoda nas obras. Em geral, se recomenda o emprego de 1 kg, de cloreto de cálcio por saco de cimento de 50 kg, isto é 2%, mas com temperatura até 4 graus célcus pode empregar-se até 3,65%, com o que a aceleração do endurecimento protege o concreto do perigo das geadas. O incremento de resistências mecânicas, inclusive em prazos muito curtos é inegável. O prazo de início da pega se reduz a 1 hora e o fim de pega tem lugar em duas horas. Naturalmente, estas cifras não são rígidas; variam desde logo com a natureza do aglomerante e podem variar à vontade dentro de certos limites, modificando a dosificação do cloreto de cálcio. O National Bureau of Standards (USA), conclui de seus ensaios, que todos os concretos que contém cloreto de cálcio apresentam maiores resistências mecânicas em todas as idades; não somente em curto prazo. A mesma coisa comprovou Dr. Calleja, no ITCC e, mostro aqui um gráfico no qual se vê a evolução das resistências em função do tempo. As curvas são médias dos resultados obtidos com oito cimentos portland (Figura 10).

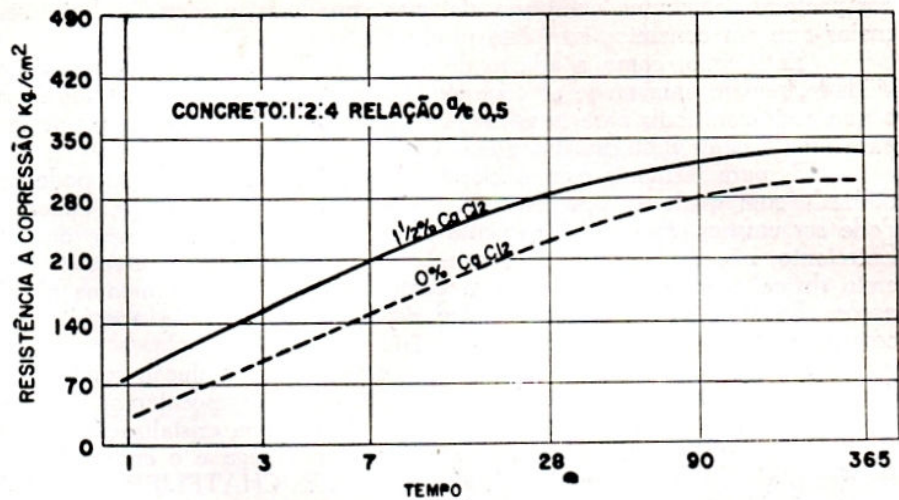
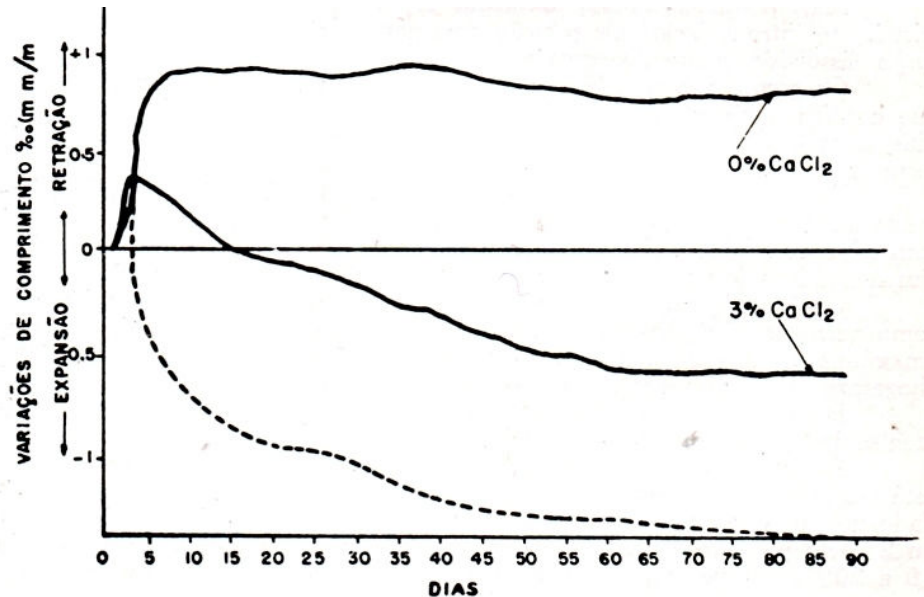


Figura 10. Variação da resistência do concreto no tempo com e sem adição de  $\text{CaCl}_2$  (PETRUCCI, 1963, p. 151).

Petrucci (1963, p. 151) ainda afirma:

Podemos dizer que com qualquer tipo de cimento portland e com temperaturas entre  $-7$  graus célcus e  $32$  graus célcus, a adição de cloreto de cálcio reduz à metade, aproximadamente o tempo necessário para que um concreto alcance uma resistência prevista. Compreende-se facilmente o valor econômico que tem esta redução à metade do tempo de retirada das formas, decimbramento e inclusive de colocação em serviço a estrutura. Deve-se ter presente que a adição de cloreto de cálcio a um concreto dá lugar a um ligeiro aumento no calor de hidratação e, além disso, mas não só desprendem mais calor, como também se desprendem mais depressa. Este é um dado que convém estar presente para a colocação do concreto

massa. Várias são as opiniões quanto à retração e cada experimento apresenta resultados diferentes. Posso mostrar-lhes as curvas obtidas no ITCC, em pastas puras, com e sem cloreto de cálcio, independente da retração, que se superpõe.



**Figura 11.** Variação da expansão e retração do concreto com e sem adição de  $\text{CaCl}_2$  (PETRUCCI, 1963, p. 151).

Ainda segundo Petrucci (1963, p. 150-152),

Outro aspecto interessante da questão é a possível corrosão das armaduras devido à presença do cloreto de cálcio. Pode-se afirmar-se que o cloreto de cálcio por si é utilizado na dosagem de 2 %, como é normal, não oferece perigo de corrosão. Não obstante, se o concreto é poroso ou pouco compacto até o extremo que possa afetar as armaduras, a corrosão desta será maior que em concretos sem este produto. Entretanto, com a adição de cloreto de cálcio melhora a trabalhabilidade, podem amassar-se os concretos que contenham menos água, o que pode contribuir para uma melhor compactação do conjunto e, portanto para uma melhor proteção das armaduras. E para terminar com o cloreto de cálcio, falta dizer que pode ser utilizado com qualquer tipo de cimento portland normal ou supercimento. Pode ser empregado simultaneamente com aditivos incorporadores de ar. Entretanto não deve utilizar-se o cloreto de cálcio com argamassas ou concreto de cal ou de magnesita assim como tão pouco com cimentos aluminosos.

A questão do teor de cloretos em estruturas de concreto armado é um problema relativamente recente, não mais de 40 anos, como se vê expressos nas citações do item anterior. Atualmente, tem-se muito mais conhecimento sobre as consequências de um teor de cloretos elevado e os danos que eles podem causar às armaduras. Sob esse aspecto, Neville (1997, p. 153) informa:

Devido ao perigo da corrosão da armadura de aço induzida pelos cloretos, as normas especificam o teor máximo de íons cloreto no concreto. Além do perigo de corrosão da armadura de aço, se não for removido, o sal pode absorver umidade do ar e provocar eflorescência – depósitos com aspecto desagradável na superfície do concreto.

Talvez uma das práticas mais estranhas, sob a ótica atual, de execução de estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX, era a da adição de cloreto de cálcio na proporção de 10 a 20% na confecção do concreto, com a finalidade de acelerar a pega. A bibliografia da época mostra o uso corrente desse tipo de adição, indicando, ainda, que o sal de cozinha podia provocar a formação de eflorescências brancas, as quais podiam ser retiradas mediante uma solução de ácido clorídrico. Uma outra prescrição era a de que o cloreto de cálcio era mais vantajoso, indicando uma prescrição de 20 a 60 kg por tonelada de cimento. É de conhecimento, a adição de sal no concreto pode aumentar o teor de íons cloreto, o que gera uma possibilidade de corrosão das armaduras. As eflorescências, além do aspecto estético, também podem ocasionar a lixiviação do concreto. Sobre essa questão, Neville (1997, p. 510) explica:

A eflorescência também pode ser causada pelo uso de agregados provenientes do mar não lavados. A película de sal aderente à superfície das partículas do agregado pode, na ocasião oportuna, resultar um depósito branco na superfície do concreto. Além do aspecto da lixiviação, a eflorescência é importante quanto ao comprometimento da aparência do concreto.

Vê-se claramente que certos costumes utilizados na época poderiam ser prejudiciais ao concreto, principalmente à sua integridade. A maior concentração de cloretos nos concretos antigos, seja pela incorporação de sal de cozinha, seja pela adição de cloreto de cálcio, pode significar maior predisposição à criação de condições para o início de um processo de corrosão das armaduras.

Quanto à afirmação de que o teor de 2% de adição de cloreto de cálcio não oferece perigo de corrosão, deve-se levar em conta que, além dos 2% de adição de cloreto de cálcio, há, ainda, o teor de cloretos do próprio cimento, que podem variar de 0,15 a 0,4%. Dessa forma, o teor total de cloretos seria da ordem de 2,15%. Conforme várias normas internacionais, uma quantidade de cloretos por massa de cimento com teor superior a 1% oferece um alto risco de corrosão das armaduras. Portanto, se se comparar com os teores da década de sessenta do século passado, ver-se-á que os teores utilizados na época são mais de



duas vezes superiores ao máximo preconizado nos dias de hoje (FIGUEIREDO, 2005, p. 843).

## 2.6 Demais Características dos Concretos da Primeira Metade do Século XX

Algumas propriedades importantes do concreto na atualidade não eram mencionadas na bibliografia da época, tais como fluência e exsudação, entre outras. Diferentemente dos outros itens deste tópico, não serão feitas citações da época sobre o assunto em questão, mas, sim, a proposição e análise do assunto à luz da bibliografia atual. Um aspecto não abordado pela bibliografia da época era a água de exsudação, sobre a qual Paulon (2005, p. 595) diz:

A existência da água de exsudação e a sua influência na zona de interface em torno do agregado são muito importantes. Embora haja muito fosse constatada a influência da água de exsudação na resistência do concreto e na sua permeabilidade, o mecanismo nunca tinha sido explicado em detalhes, provavelmente porque a zona de interface nunca tinha sido objeto de estudo no caso específico. Quanto maiores forem as proporções de partículas chatas e alongadas dos agregados, maior será a tendência da água de acumular-se em filmes próximo às partículas, tornando mais fraca a pasta de cimento na região da interface. Esse fenômeno, também chamado de “exsudação interna”, é responsável pela microfissuração da pasta na região junto ao agregado, causando fraturas de cisalhamento na superfície das partículas. É interessante ressaltar que cimentos de alto teor de C3A, embora apresentem grande trabalhabilidade, tendem a reduzir a exsudação... Ou seja, a auréola de transição, em face da grande porosidade e fissuração, constitui também um caminho fácil para a penetração dos agentes agressivos.

O seixo rolado era um tipo de agregado muito utilizado para a execução dos concretos antigos. Sua larga utilização baseava-se em um princípio meramente econômico, ou seja, os agregados graúdos de seixo rolado eram de mais fácil obtenção do que o britamento de rochas graníticas e/ou basálticas. Sua maior disponibilidade calcava-se no fato de que havia grande quantidade de locais para a extração desses materiais. A não utilização, nos dias de hoje, como agregado graúdo para o concreto se deve ao fato de as jazidas desse material terem sido, praticamente, consumidas em passado não muito distante.

Sob o ponto de vista da exsudação interna, os concretos antigos executados com seixos rolados podem apresentar uma “exsudação interna” menor, o que propiciaria uma auréola de transição com uma porosidade e fissuração menor, podendo vir a constituir uma “barreira” para a penetração de agentes agressivos. Outro fator a ser considerado é o de que um concreto executado com seixo rolado necessita de menos água para uma mesma trabalhabilidade do que um concreto executado com pedra britada. Isso faz com que a pasta de um concreto com

seixo rolado possa vir a ser menos permeável do que a pasta de um concreto executado com pedra britada. Pode-se inferir que os concretos antigos executados com seixo rolado podem apresentar menor exsudação do que concretos atuais em igualdade de condições, tendo em vista o tipo de agregado, o menor consumo de água e o teor de  $C_3A$  mais elevado. No que concerne a esse quesito, ao se compararem dois concretos – um executado com seixo rolado e cimento antigo e outro executado com pedra britada e cimento portland atual –, o primeiro poderá ter melhor desempenho no quesito exsudação interna, poderá ter menor permeabilidade e conferir, possivelmente, maior resistência frente a um ataque de agentes agressivos. Outro ponto não abordado pela bibliografia da época era a relação entre os agregados e o módulo de elasticidades. Sobre isso Hasparyk *et al.* (2005, p. 667-668) discorre:

Entretanto, de acordo com Neville (1997), o módulo de elasticidade do agregado é a principal propriedade que afeta a fluência, porém de forma indireta, no sentido de proporcionar ao agregado uma maior contenção à pasta à medida que seu valor aumenta.... Agregados contendo elevada absorção e porosidade podem também contribuir para a fluência por secagem, uma vez que criam condições propícias para a perda de umidade do concreto. É importante comentar que a alta porosidade reflete também um baixo módulo de elasticidade.

Como já foi mencionado anteriormente, não era fato incomum a utilização de agregados com baixo módulo de elasticidade e alta porosidade em concretos antigos, tais como: tijolos, pedras-pome, barro, argila xistosa, argila betuminosa, entre outros. Portanto, concretos antigos que foram executados com este tipo de agregado podem ter sua fluência aumentada e, como consequência, haver o aparecimento de uma fissuração, o que aumentaria a possibilidade de um ataque de agentes agressivos, reduzindo a capacidade do concreto em proteger a armadura.

Sobre a influência da porosidade na fluência, Hasparyk *et al.* (2005, p. 667) afirma: “Adicionalmente, a porosidade também afeta a fluência em função de conferir um módulo mais baixo ao concreto”. Outra característica bastante comum nos concretos antigos é a porosidade mais elevada, a qual pode vir a diminuir o módulo de elasticidade do concreto que, em casos extremos (no caso de concretos com tijolos e pedra-pomes), pode diminuir a resistência de duas maneiras: a) pela sua porosidade, aumentaria o ingresso de agentes agressivos e b) pela diminuição do módulo de elasticidade, aumentaria eventualmente a fissuração, que poderia vir a incrementar a permeabilidade. Um concreto com essas características poderia ser duplamente mais vulnerável a uma corrosão das armaduras, que é o

caso de concretos antigos executados com agregados porosos. Já a respeito das inter-relações entre relação a/c e fluência, Hasparyk *et al.* (2005, p. 668) enfatiza: “A relação água/cimento, também afeta a fluência. Para concretos com um determinado consumo de cimento, o aumento da relação a/c pode ocasionar um maior volume de vazios permeáveis, aumentando a fluência”. Outra característica dos concretos antigos é a sua maior relação a/c média, o que pode aumentar a sua porosidade e, provavelmente, a sua permeabilidade, fazendo com que a fluência, também, possa vir a aumentar. Em casos extremos, pode ocorrer uma fissuração maior, aumentando a permeabilidade e deixando o concreto antigo mais fraco ao ataque de agentes agressivos.

## 2.7 Técnicas Construtivas

A seguir, serão apresentadas algumas características das técnicas construtivas utilizadas nas estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX. Também serão apresentados comentários a respeito dessas mesmas características.

### 2.7.1 Lajes

As lajes são chapas de concreto de pequena espessura, que se empregam nos vãos que não excedem geralmente de 3 a 4 m. A espessura mínima das lajes é de 5 cm nas coberturas e de 7 cm nos pisos, alcançando até 12 cm quando servem para passagem de veículos. A espessura máxima usada na construção civil não excede geralmente a 10 cm, pois além desta medida não há conveniência econômica no emprego das lajes simples, recorrendo-se então às lajes vigadas. Pianca (1955, p. 396).

Em qualquer caso, h maior ou igual a 7 cm, exceto lajes inacessíveis em coberturas ou em balanço. Nestes casos, h maior ou igual a 5 cm. Bacellar (1947, p. 360).

Recorre-se também à armadura dupla quando há a necessidade de limitar a espessura da laje. Nesse caso a armadura dupla, aumentando a resistência na zona comprimida, permite o emprego de espessuras mais reduzidas. Pianca (1955, p. 398).

As lajes nervuradas são formadas por chapas tendo na face inferior pequenas nervuras, afastadas no máximo de 1 m de eixo a eixo, entre as quais se colocam materiais inertes com o fim de tornar plana a superfície inferior. As espessuras das nervuras e da chapa não devem ser inferiores a 4 cm sendo que a espessura dessa última também não deve ser menor que 1/15 do vão livre entre as nervuras. O material de enchimento deve ser leve. E constituído comumente por tijolos ocos dos quais existem as mais diversas formas podendo-se mesmo prescindir deles e deixar vazio e aberto o espaço entre as nervuras ou fechá-lo com uma laje delgada

colocada na parte inferior e intimamente ligada às nervuras (PIANCA, 1955, p. 399).

A prática construtiva da época preconizava uma espessura média das lajes um tanto quanto reduzida, quando comparada com as estruturas de concreto armado atuais, que é de 10 a 12 cm. Eram permitidas lajes de cobertura, sem acesso, com 5 cm de espessura. O fechamento inferior de lajes nervuradas poderia ter 4 cm de espessura. Essa faixa de espessuras de lajes é reduzida se considerar-se-á os diversos aspectos que vêm a influenciar o desempenho dessas peças estruturais. Um primeiro aspecto é o da espessura em si, refletindo-se na sua pouca rigidez. Apesar de, nesse período, não apresentarem dimensões em planta muito grandes, devido à sua pouca espessura, as lajes estavam sujeitas a deformações e, conseqüentemente, a uma fissuração. Um segundo aspecto a ser considerado é que, devido à pouca espessura, restava pouco espaço para o cobrimento. Ao considerar-se uma laje de cobertura com cobrimento de 1,5 cm, restarão de área útil para a armadura apenas 2 cm. O terceiro aspecto a ser considerado é o de que essas espessuras poderiam ser diminuídas, ainda mais, caso se utiliza armadura dupla. Para uma laje de cobertura com 6 cm de espessura que, por utilizar armadura dupla, poderia ficar com 5 cm, considerando novamente um cobrimento de 1,5 cm, restarão somente 2 cm para as duas armaduras e o espaçamento entre elas.

Para lajes de cobertura sem acesso, mas que não tinham telhado sobre elas, partindo-se de espessura de 5 cm, mesmo considerando laje de pequenas dimensões, o cobrimento poderia ser pequeno para conferir uma relativa proteção às armaduras frente a um processo corrosivo. Caso se considere que os métodos de impermeabilização da época não eram muito eficazes, haveria outro agravante, o qual será a exposição a um ambiente potencialmente mais perigoso, com uma pequena espessura de cobrimento para proteger as armaduras. Sobre esses aspectos, Andrade e Costa da Silva (2005, p. 971) comenta:

Outros exemplos típicos relacionados com manutenção são áreas descobertas de lajes (coberturas e mezaninos de edificações), as quais exigem a utilização de elementos de impermeabilização compatíveis com a solicitação a que permanecerão submetidas, de acordo com a vida útil prevista para o material. Quando a vida útil prevista é expirada e não são tomadas ações corretivas, a estrutura fica, então, em contato permanente com a água, a qual começa a provocar lixiviação dos componentes do concreto (hidróxidos, sais), tornando-o susceptível à ocorrência de manchas e eflorescências... Caso se trate de uma estrutura de concreto armado, a exposição da armadura à água, juntamente com a lixiviação dos componentes, expõe, gravemente, a armadura à oxidação, facilitando a penetração de agentes agressivos, que podem acelerar a iniciação e a propagação do fenômeno.

Uma característica muito peculiar dos prédios Art Deco e/ou Protomodernistas (década de 30 e 40 do século XX) é a não utilização de telhado, mas, sim, de terraço no último pavimento. Como não eram muito desenvolvidas, as técnicas de impermeabilização da época pouco podiam oferecer proteção à estrutura de concreto da laje de cobertura. Aliado a isso, a falta de manutenção e/ou reposição das impermeabilizações colaboravam para o início da infiltração de água na laje. Portanto, a aplicação de impermeabilizações pouco eficientes, juntamente com uma manutenção precária, a pouca espessura e o cobrimento da laje conferem uma probabilidade de comprometimento elevada no que se refere à proteção das armaduras. Outro fator a ser considerado é o espaçamento entre as armaduras de lajes daquele período. Segundo, Pianca (1955, p. 397), “As barras de distribuição tem geralmente 5 a 6 mm de diâmetro e a sua seção global não deve ser inferior a  $0,5 \text{ cm}^2$  por metro linear. Empregam-se comumente 3 a 4 barras por metro”.

O emprego de barras de distribuição com um espaçamento de 25 a 33 cm era uma prática bastante disseminada nas estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX. Este espaçamento entre as barras pode acarretar deformação não recomendada trazendo consigo a possibilidade de uma fissuração maior da peça estrutural. Assim, pode ser facilitado o caminho do ingresso de agentes agressivos para o interior do concreto, possibilitando maior exposição das armaduras frente a um processo corrosivo.

### 2.7.2 Vigas

Conforme Pianca (1955, p. 401), “a cobertura das barras deve ser no mínimo de 1,5 cm quando no interior dos edificios e de 2 cm quando ao ar livre”. Essa citação retoma a questão do pequeno cobrimento que tinha por objetivo proteger a armadura. Diferentemente das lajes, as vigas já possuíam uma prescrição um pouco mais protetora em relação à espessura do cobrimento. A disposição de um cobrimento de 2 cm para vigas ao ar livre já um avanço em relação às lajes.

Ainda para Pianca (1955, p. 401), “o afastamento das barras de face a face não deve ser menor que o seu próprio diâmetro e nem de 12 mm”. Essa indicação de distanciamento entre as barras é bastante comprometedor, pois, ao considerar-se barra de 12,5 mm (vergalhão de meia polegada), ter-se-ia um espaçamento mínimo entre barras de 1,25 cm, o que é muito reduzido, caso fosse considerado que, naquela época, era mais comum a utilização de agregados de maior diâmetro, como os seixos rolados. Essa prescrição quanto ao espaçamento entre as barras poderia propiciar a formação de ninhos de concretagem

especialmente no fundo das vigas, devido à impossibilidade de o agregado atravessar esse espaçamento pequeno. Com a formação de ninhos, cria-se um caminho facilitado e preferencial para a entrada de agentes agressivos ao interior da estrutura de concreto armado.

Outra questão levantada por Pianca (1955) é o distanciamento entre os estribos nas vigas de concreto armado daquela época:

Os esforços de cisalhamento são suportados pelos ferros curvos e pelos estribos. Os estribos são ferros dobrados, em forma de U, e podem ser simples ou duplos. O seu afastamento pode ser uniforme ou variável conforme a distribuição adotada no diagrama dos esforços cortantes. São armados por meio de arame de ferro na armadura inferior da viga e na parte superior em dois ferros auxiliares de 4 a 5 mm de diâmetro. Os estribos fazem-se geralmente com ferros de 5 a 6 mm e o seu afastamento não deve ser superior à metade da altura da viga nem exceder 30 cm. As vigas recebem armadura longitudinal na zona comprimida, com o fim de auxiliar o concreto a resistir aos esforços de compressão o que contribui para reduzir as suas dimensões. Para isso o afastamento dos estribos não pode ser superior a 12 vezes o diâmetro da armadura de compressão (PIANCA, 1955, p. 402).

A questão posta nesta citação é o distanciamento entre os estribos nas vigas de concreto armado daquela época. Se for considerada, por exemplo, uma viga de 20 x 40 cm com estribos de 6 mm, ver-se-á que o espaçamento entre os estribos será de 20 cm, valor relativamente grande se considerados os padrões atuais. Com espaçamento maior dos estribos, poderá haver uma fissuração não recomendada, facilitando o ingresso de agentes agressivos.

Sobre a espessura das vigas, Pianca (1955, p. 402) afirma: “A espessura mínima das vigas é de 8 cm”. A utilização de vigas de pequena espessura pode vir a propiciar a formação de ninhos de concretagem, especialmente ao seu fundo. Ao considerar uma viga com 8 cm de espessura com um cobrimento de 1,5 cm, estribos de 5 mm e armadura longitudinal de 10 mm, ter-se-á um espaço entre as armaduras longitudinais de apenas 2 cm, o que está de acordo com as normas da época, pois o espaçamento entre as barras não poderá ser inferior ao seu próprio diâmetro, nem a 12 mm. Nesse caso, temos 20 mm, mas este espaçamento entre barras pode dificultar a passagem dos agregados até o fundo da viga, propiciando o aparecimento de ninhos de concretagem, que podem se tornar caminhos preferenciais para a entrada de agentes agressivos.

### 2.7.3 Pilares

A questão abordada na citação que segue é o grande espaçamento entre os estribos:

A armadura longitudinal é constituída geralmente por ferros redondos em número de 4, 6, 8 e mesmo mais, conforme as dimensões da seção. É ligada por meio de estribos feitos de varões ou ferros chatos convenientemente afastados e amarrados. A armadura transversal é às vezes substituída por um varão enrolado em espiral que pode mesmo substituir os ferros longitudinais. Os pilares nessas condições denominam-se cintados. Nos pilares comuns a armadura longitudinal deve ter uma seção transversal compreendida entre 0,8 e 6 % da seção do concreto, permitindo-se a sua redução para 0,5 % sempre que a relação entre a altura do pilar e o menor raio de giração da seção for igual ou inferior a 30 cm. O espaçamento dos estribos não deve ser maior que a menor dimensão do pilar, nem de 21 vezes o diâmetro das barras longitudinais (PIANCA, 1955, p. 405).

Ao serem considerados um pilar com uma seção de 20 x 20 cm, estribos de 5 mm e armadura longitudinal de 10 mm, o espaçamento entre os estribos será de 20 cm, dimensão não recomendada para os padrões atuais. Com espaçamento entre estribos maior, poderá ocorrer fissuração longitudinal do pilar, na direção do carregamento, possibilitando o início de processo de fissuração, o que pode facilitar a entrada de agentes agressivos.

#### 2.7.4 Concretagem, Cura e Desforma

O item expresso por Pianca (1955, p. 417) –“A armadura das lajes, vigas e pilares é mantida a distância do paramento da forma mediante a interposição de pequenos tarugos de madeira”, certamente, revela o processo de evolução das estruturas de concreto armado ao longo dos últimos anos. A colocação de tarugos de madeira para garantir o distanciamento das armaduras ao paramento das formas seria uma preocupação correta daqueles que executavam as estruturas de concreto armado naquela época. No entanto, a madeira, para garantir esse cobrimento especificado, ficará com uma de suas faces voltadas para o exterior. Por ser deteriorável com o passar do tempo, o tarugo de madeira apodrecerá, formando caminho para a entrada de agentes agressivos ao interior da estrutura de concreto armado.

Segundo Petrucci (1957, p. 394), “Para obter faces lisas, deve-se introduzir uma pá fina ao longo de cada lado da forma, forçando as partículas maiores de agregado a ficar a uma curta distância das paredes da forma”. Essa metodologia para a obtenção de faces lisas da estrutura de concreto armado após a desforma é um tanto quanto inusitada. A inserção de uma pá fina ao longo de cada lado da forma, com a finalidade de dar um distanciamento menor dos agregados das paredes da forma é temerária, porque forçará não só a movimentação do agregado graúdo, como também o concreto e, principalmente, as armaduras. Como consequência desse procedimento, ao se forçar o agregado graúdo para próximo da forma, também poderá ser tirada de posição a armadura, no sentido de aproximá-las pode acarretar

diminuição do cobrimento o que poderá reduzir a proteção da armadura frente ao ambiente externo, aumentando assim a vulnerabilidade da armadura frente a um processo corrosivo.

Outro item se verifica nesta citação de Petrucci (1957, p. 397): “Vários são os métodos empregados na cura com resultados satisfatórios: [...] e utilização de cloreto de cálcio, sal deliquescente que absorve a umidade da atmosfera para dissolver-se completamente. Oferece a vantagem de que uma vez aplicado não exige mais trabalho”. Nessa citação, o cloreto de cálcio não é adicionado à massa do concreto durante sua confecção com o intuito de acelerar a pega, e, sim, após a concretagem, com finalidade acelerar a cura da estrutura de concreto. Está-se aumentando, de forma não recomendada, a concentração de íons cloretos no concreto. O primeiro caso tem potencial deletério maior, pois os íons cloretos são colocados diretamente no interior da massa de concreto, enquanto, no segundo, são colocados na superfície, o que é menos prejudicial, pois os íons terão de penetrar no concreto (no primeiro caso, ele já estão no seu interior). De qualquer forma, a adição de cloretos, mesmo que na superfície da estrutura de concreto armado, é prejudicial, pois os íons cloreto estarão em contato com o concreto e, em um prazo não muito longo, poderão aumentar a sua concentração, o que poderá ser danoso às armaduras, pela possibilidade de deflagração do processo de corrosão.

As normas brasileiras daquele período estabelecem, respectivamente, para os cimentos comuns e de alta resistência inicial, os seguintes prazos para o desmonte das formas:

Cimento comum e de alta resistência inicial:

- Paredes, pilares e faces das vigas – 3 e 2 dias;
- Lajes até 10 cm de espessura – 7 e 3 dias;
- Lajes de mais de 10 cm de espessura e faces inferiores das vigas até 10 m de vão – 21 e 7 dias;
- Arcos e faces inferiores das vigas de mais de 10 m – 28 e 10 dias (PIANCA, 1955, p. 421)

Cimento comum:

- Colunas pilares e faces das vigas – 3 dias;
- Lajes – 8 dias;
- Vigas até 7 m de vão – 21 dias;
- Vigas com vão superior a 7 m – 3 dias/m excedente de 7;
- As escoras devem permanecer, no mínimo, 8 dias além dos prazos acima (BACELLAR, 1947, p. 353).

A maior parte dos desabamentos nas construções de concreto armado provém de desmontes precipitados, feitos antes de o concreto ter atingido a resistência necessária, e da falta de cuidado com que são executados, sem observância do critério de fazer a peça suportar lenta e gradativamente o esforço ou mesmo o seu próprio peso (PIANCA, 1955, p. 422).



Uma laje de concreto armado com menos de 10 cm de espessura poderia ter a suas formas e seu escoramento totalmente retirados com 15 dias de idade. Mesmo para estruturas de concreto armado atuais, cuja resistência mecânica média é superior aos dos concretos antigos, normalmente não se faz uma desforma completa, com a idade de 14 dias. Se a resistência mecânica das estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX era, em média, inferior, quando comparada com as estruturas da atualidade, ver-se-á que, em um prazo de 14 dias, muito provavelmente, a resistência do concreto não teria atingido o nível suficiente para suportar as cargas incidentes. O reflexo sobre a estrutura de uma desforma total, tão rápida, é preocupante, pois devem ser considerados a deformação instantânea, os efeitos da fluência que se dará na estrutura em longo prazo e mesmo as consequências imediatas de se fazer a peça estrutural suportar tão rapidamente os esforços ou até mesmo o seu peso próprio. As consequências de uma desforma total de uma estrutura de concreto armado tão precocemente são várias, desde a formação de deformações e flechas excessivas até uma fissuração acentuada. No caso de fissuração acentuada, dar-se-á a oportunidade para agentes agressivos entrarem em contato com o interior da estrutura de concreto armado. A respeito desse tema, Andrade e Costa da Silva (2005, p. 966-967) alertam:

Em caso de edifícios de múltiplos pavimentos, cuidados especiais devem ser tomados quanto à deformação da estrutura (imediate e lenta) e suas repercussões na alvenaria de fechamento situada sob as mesmas. É necessário que sejam avaliados parâmetros como: resistência à compressão e módulo de deformação mínimos exigidos do concreto para reescoramento das lajes e vigas. Também se deve cuidar do tempo mínimo e do material utilizado para a fixação da alvenaria no fundo das vigas ou lajes, com vistas a atenuar os efeitos das deformações, reduzindo, com isso, a possibilidade de ocorrência de fissuras diversas.

Outra questão a respeito desse assunto é a de que, em muitas estruturas de concreto armado daquela época, se promovia o desmolde antes dos prazos estipulados, conforme indica a citação de Pianca (1955, p. 422). Esse seria um dos motivos para o desabamento de construções. Se existe perigo de desformas totais dentro dos prazos estipulados pela bibliografia, o que se poderá dizer a respeito de desforma abaixo do período estipulado? Pelo emprego dessa técnica, seria de se esperar mais relatos de desabamentos ocasionados por desformas totais tão precoces, considerando os prazos em que as estruturas de concreto armado eram colocadas em serviço naquela época. Assim, pode-se esperar grau de fissuração maior nas estruturas daquela época devido a desformas totais levadas a cabo em tão exíguo período.

### 2.7.5 Demais Aspectos Construtivos

Algumas técnicas construtivas daquele período não foram encontradas na bibliografia da época. Dessa forma, diferentemente dos outros itens deste tópico, não será iniciado por uma citação da época sobre o assunto em questão, mas sim pela proposição do assunto e será efetuada a sua análise à luz da bibliografia atual. Um aspecto a ser abordado é o do consumo de água no concreto. Guimarães (2005, p. 475-476) exemplifica:

Quanto maior a quantidade de água, maior a trabalhabilidade do concreto, que para manter sua relação *a/c*, necessita de maior quantidade de cimento [...]. O consumo de água, considerado o volume de água (litros) por volume de concreto (m<sup>3</sup>), é um dos principais fatores que afetam a trabalhabilidade. Quanto maior o consumo de água mais fluido é o concreto. Entretanto, mantendo-se a quantidade dos demais materiais e aumentando o consumo de água, aumenta-se a relação *a/c*. Neste caso, perde-se resistência e vida útil da estrutura de concreto, pois aumenta a porosidade da pasta endurecida. Para manter praticamente inalterada a resistência do concreto e a vida útil da estrutura, é necessário, quando aumentar o consumo de água, aumentar também o consumo de cimento, mantendo a relação *a/c*. O maior consumo de água apresenta o inconveniente de diminuir a coesão do concreto.

Prática muito comum na execução de estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX era a de plastificar o concreto. Tendo em vista dificuldades de concretagem, como densidade maior de armadura, ou peças delgadas, adicionava-se mais água ao concreto, tornando-o mais fluido, o que facilitava a concretagem nesses pontos. Normalmente, essa adição de água não se dava com a adição de mais cimento. Por isso, o fator *a/c* era modificado. Conforme mostrado na citação anterior, essa prática traz consigo inconvenientes para a durabilidade da estrutura. A diminuição da resistência mecânica, o aumento da permeabilidade e porosidade são algumas das muitas consequências advindas dessa prática, tornando a estrutura de concreto mais desprotegida frente ao ataque de agentes agressivos. No que concerne à deformação do concreto e aos seus reflexos na estrutura, Andrade e Costa da Silva (2005), abordam:

Em caso de edifícios de múltiplos pavimentos, cuidados especiais devem ser tomados quanto à deformação da estrutura (imediate e lenta) e suas repercussões na alvenaria de fechamento situada sob as mesmas. É necessário que sejam avaliados parâmetros como: resistência à compressão e módulo de deformação mínimos exigidos do concreto para reescoramento das lajes e vigas. Também se deve cuidar do tempo mínimo e do material utilizado para a fixação da alvenaria no fundo das vigas ou lajes, com vistas a atenuar os efeitos das deformações, reduzindo, com isso, a possibilidade de ocorrência de fissuras diversas. (p. 966-967)

Prática comum na execução de estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX era executar as alvenarias em conjunto com a estrutura de concreto. À medida que a estrutura era elevada, a alvenaria era realizada simultaneamente. A operação baseava-se na seguinte ordem: após a concretagem de uma laje, o primeiro serviço a ser executado eram as alvenarias que serviam de formas laterais para os pilares e formas de fundo para as vigas. Somente após a execução das alvenarias as formas laterais das vigas ou pilares eram colocadas. Esse tipo de técnica construtiva era mais rápida quanto à sua execução e mais econômica devido à menor utilização de madeira. O inconveniente dessa técnica é a solidarização da alvenaria, que possui função de vedação, com a estrutura de concreto armado, o qual é portante. Ao utilizar-se o topo da alvenaria como o fundo da viga, solidariza-se a estrutura portante com a de vedação. Nesse caso, a viga não entrará em pleno carregamento, pois parte da carga estará sendo transmitida à alvenaria.

Esse tipo de técnica construtiva é temerária, pois a alvenaria, que é meramente um elemento de vedação, estará cumprindo função estrutural. Depois de certo tempo da obra acabada e em serviço, o proprietário do imóvel pode desejar a realização de reforma e solicita aos técnicos a retirada de parede de divisa entre dois cômodos. Ao fazer análise, os técnicos constatarão que a estrutura é de concreto armado e as alvenarias têm apenas função de vedação, autorizando a retirada da parede. O que acontece a seguir é previsível: a parede não era somente de vedação, pois, devido ao método executivo, a viga e a parede formavam um único elemento estrutural. Com a retirada da parede, a viga entra em carga de forma abrupta, o que acarreta sobrecarga nos demais apoios, podendo, em casos extremos, ocasionar o colapso de certas partes da estrutura, principalmente pilares.

Em vista disso, é fundamental a análise meticulosa da estrutura de concreto armado com a finalidade de se verificar se a alvenaria é somente um elemento de vedação ou se desempenha, também, um papel estrutural. Nos casos menos extremos, essa prática acarretará uma deformação acentuada, gerando uma fissuração proporcional à deformação. Essa fissuração se tornará um caminho preferencial de agentes agressivos para o interior da estrutura de concreto armado.

Outro aspecto importante nas estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX é sua relação com as tubulações prediais. Neville (1997, p. 504) comenta:

Embora o esgoto doméstico seja alcalino e não ataque o concreto, foram constatados sérios danos em dutos, principalmente a temperaturas moderadamente elevadas, em que os compostos de enxofre foram reduzidos a H<sub>2</sub>S por bactérias anaeróbias. Este composto, por si mesmo, não é destrutivo, mas, dissolvido em películas de umidade na superfície exposta do concreto, sofre oxidação pela ação de

bactérias aeróbias resultando ácido sulfúrico como produto final. Portanto ocorre acima do nível do esgoto no interior do duto. Progressivamente, a pasta de cimento endurecida vai sendo dissolvida, deteriorando concreto.... O ácido sulfúrico é particularmente agressivo, pois, além do ataque por sulfato à fase aluminato da pasta, ocorre também o ataque por ácido ao  $\text{Ca(OH)}_2$  e ao C-S-H. Portanto, é benéfica a redução do teor de cimento desde que, naturalmente não seja prejudicial à compacidade do concreto.

Em edificações antigas, era corrente a utilização de tubulações de ferro galvanizado, ferro fundido e chumbo para escoamento de água e esgoto. Normalmente, essas tubulações estão em contato com alguma superfície da estrutura de concreto armado da edificação. Três são as situações em que o contato da tubulação metálica pode vir a causar danos ao concreto: as tubulações que estão embutidas dentro das lajes rebaixadas de cozinhas, banheiros e áreas de serviço, as tubulações que estão em contato com os pilares da estrutura de concreto fazendo parte do enchimento e, por último, as tubulações que se encontram embutidas na estrutura como um todo. Após alguns anos, essas tubulações podem se deteriorar (corrosão), fazendo com que o esgoto venha a vazar da tubulação e entrar em contato com a superfície do concreto. Após iniciar-se o vazamento, ocorre o que foi descrito na citação de Neville, ou seja, os ácidos formados pelos microrganismos começam a atacar o concreto, e inicia-se um processo de deterioração. Com o passar do tempo, esses ácidos podem chegar às armaduras. Na grande maioria dos casos, as tubulações estão em contato com a estrutura de concreto armado em locais onde não é possível a observação: seja por estarem embutidas em lajes rebaixadas, sejam por estarem escondidas no enchimento de pilares, ou por estarem embutidas em outras peças da estrutura. Portanto, é difícil se fazer uma constatação *a priori* desse tipo de agressão à estrutura de concreto, pois só se toma conhecimento do problema quando o vazamento fica maior e aparece nas superfícies expostas. Nesse momento, via de regra, a situação da estrutura frente à deterioração já é bastante adiantada.

Um outro tipo de ataque à estrutura de concreto por ácidos de microrganismos é o das tubulações metálicas de esgoto que ficam enterradas no solo. Com o tempo, essas tubulações começam a deteriorar-se, e o esgoto vaza para o solo, transformando a região em trono do vazamento em uma “fossa séptica”. Na maioria das vezes, próximos ao vazamento, existem elementos de fundação da estrutura, em que, sendo em concreto armado, o mecanismo de dano é semelhante ao descrito acima, num processo de deterioração que poderá chegar às armaduras. Este último caso parece ser o mais delicado, pois dificilmente existirão sinais visíveis do vazamento que está ocorrendo e muito menos do comprometimento da estrutura de concreto armado das fundações.

## 2.8 Efeitos do Ataque de Cloretos Sobre as Estruturas de Concreto Armado da Primeira Metade do Século XX

Além das fontes de cloretos mencionadas na citação de Neville (1997) a seguir, os concretos antigos possuíam outras fontes de contaminação.

Os cloretos podem estar presentes no concreto por terem sido incorporados na mistura por agregados contaminados, por água do mar ou água salobra, ou por aditivos com cloretos. Não deve ser permitido o uso de nenhum desses materiais no concreto armado, e as normas, geralmente estabelecem limites rigorosos para o teor total de cloreto no concreto qualquer que seja a origem (NEVILLE, 1997, p. 558).

Com efeito, era prática usual a utilização de sal de cozinha (na proporção de 10 a 20%) ou cloreto de cálcio (na proporção de 20 a 60 kg por tonelada de cimento) adicionados no concreto, com a finalidade de acelerar a pega ou a cura. Por isso, os concretos antigos podem possuir fonte de cloretos maior do que os concretos atuais, depreendendo-se que, devido à concentração maior de cloretos, esses concretos estão muito mais susceptíveis ao ataque de cloretos que podem propiciar o início de processo corrosivo das armaduras.

Outra questão é a formação de cloretos pela decomposição de matéria orgânica. Sobre isso, Neville (1997, p. 559) alerta: “Embora seja raro, pode ser mencionado que podem ingressar no concreto cloretos provenientes da decomposição de materiais orgânicos contendo cloro. Forma-se ácido hipoclorídrico que se deposita na superfície do concreto onde reage com íons de cálcio da água dos poros”.

Não é incomum o vazamento de tubulações metálicas de esgoto que estão em contato com a estrutura de concreto armado. Com a decomposição dos materiais orgânicos que podem conter cloro (lavagem de pisos, por exemplo), existe a possibilidade da formação de ácido hipoclorídrico, que pode vir a atacar a superfície do concreto, aumentar a concentração de íons cloretos e possibilitar, assim, um ataque às armaduras.

Também a quantidade de cloretos presentes na mistura é fator a ser observado. Sobre esse aspecto, Neville (1997, p. 561) discorre: “é oportuno lembrar que uma quantidade excessiva de cloretos na mistura inicial resulta uma ação mais agressiva e, portanto, uma corrosão mais rápida, do que se a mesma quantidade de cloretos tiver ingressado no concreto já em serviço”.

Esse é o caso da adição de sais no concreto (NaCl e/ou CaCl) para acelerar a pega e/ou a cura do concreto. No caso de necessidade de se acelerar a pega, adicionava-se o sal diretamente à massa do concreto; no caso de se acelerar a cura, colocava-se o sal sobre a

superfície da estrutura já concretada. Dessa forma, o sal adicionado à massa do concreto durante a mistura, com a finalidade de acelerar a pega, resulta em uma ação mais agressiva e, portanto, em uma corrosão mais rápida do que o sal colocado sobre a superfície do concreto após a concretagem com a finalidade de acelerar a cura.

Ainda sobre esse mesmo assunto, Neville (1997, p. 561) afirma: “para efeitos práticos, a prevenção da corrosão é feita pelo controle do ingresso de cloretos, pela espessura do revestimento da armadura e pela permeabilidade do concreto do revestimento”.

Talvez esses sejam os dois elementos que mais contribuem para o início de um ataque de cloretos a uma estrutura de concreto armado da primeira metade do século XX. As estruturas de concreto armado daquela época apresentam espessura de revestimento reduzida quando comparadas com as atuais. A permeabilidade dos concretos daquela época também era maior, devido a baixa resistência, alta relação a/c e deformações excessivas que poderiam originar fissurações importantes, entre outras causas. As estruturas de concreto armado antigas, devido a esses fatores, podem apresentar vulnerabilidade maior frente a ataque de cloretos; logo, a proteção das armaduras será menor frente a um processo corrosivo. No que concerne à influência dos compostos do cimento na resistência do concreto à corrosão, Neville (1997, p. 562) conclui “que mais íons cloreto ficam retidos quanto mais alto for o teor de  $C_3A$  do cimento, bem como, também, quanto mais alto o teor de cimento da mistura. Por esse motivo se acredita que cimentos com alto teor de  $C_3A$  levam a boa resistência à corrosão”. Ainda sobre esse mesmo assunto, Figueiredo (2005) discorre:

A quantidade de  $C_3A$  do cimento determina a capacidade de combinação com os íons cloreto (BAKKER, 1988). Cimentos com baixos teores de aluminato tricálcico possuem pouca capacidade de imobilizar os íons cloreto, através da formação de um sal complexo insolúvel, o cloroaluminato de cálcio hidratado (Sal de Friedel), que reduz a concentração de íons cloretos livres na solução aquosa dos poros do concreto (PAGE et al., 1986). Rasheeduzzafar et al. (1990) trabalhando com cimentos com diferentes teores de  $C_3A$  verificaram que aqueles com teores mais elevados de  $C_3A$  podem ter desempenho muito superiores àqueles com baixos teores de  $C_3A$ . (p. 845)

O maior teor de  $C_3A$  dos cimentos antigos talvez seja o maior trunfo que as estruturas de concreto armado antigas tenham frente a um ataque de cloretos. Em média, os cimentos portland antigos possuem 30% a mais de  $C_3A$  do que os cimentos portland atuais. Essa maior concentração faz que haja a possibilidade de retenção maior de íons cloretos pela pasta cimentícia. Dessa maneira, quando houver um ataque de cloretos, a estrutura terá maior capacidade de absorver os íons cloretos e, com isso, dar maior proteção às armaduras. Esse

comportamento pode compensar ou até anular o efeito do ingresso de cloretos via adição direta ou indireta citada anteriormente.

O Quadro 5 indica que, para concretos executados com cimento com um teor de 14% de  $C_3A$  (teor usual dos cimentos antigos), o acréscimo do tempo para iniciar a corrosão aumenta em 2,45 vezes, com uma diminuição para 33% dos cloretos livres em relação ao concreto de referência.

Teor de $C_3A$	% de cloretos livres	Acréscimo de tempo para iniciar a corrosão
2%	86%	Referência
9%	58%	1,75 vezes
11%	51%	1,93 vezes
14%	33%	2,45 vezes

**Quadro 5.** Quantidade de cloretos livres a diversos teores de  $C_3A$   
(FIGUEIREDO, 2005, p. 845).

O maior teor de  $C_3A$  dos cimentos portland é uma significativa vantagem de que dispõem as estruturas de concreto armado daquela época frente a um ataque de cloretos. Há aumento de 2,45 vezes no tempo para o início do processo corrosivo e uma diminuição para 33% dos cloretos livres. Confirma-se, portanto, a hipótese de que os cimentos portland antigos podem conferir as estruturas de concreto armado relativa proteção às armaduras frente a possível processo corrosivo, devido ao mais alto teor de  $C_3A$ .

Sobre a influência do tempo de cura no início da corrosão, Neville (1997, p. 564) cita: “o tempo para início da corrosão é substancialmente aumentado com uma cura prolongada. No entanto, somente deve ser usada água doce para a cura, pois águas salinas aumentam muito o ingresso de cloretos”.

A utilização de cloreto de cálcio para acelerar a cura do concreto era uma prática usual. Em vista disso, a analogia com cura por meio de águas salinas é aplicável nesse caso, já que, em ambos os casos, existe concentração elevada de sais na água de cura do concreto. Quanto à influência do NaCl e CaCl na corrosão das armaduras, Figueiredo (2005, p. 849-850) relata:

Andrade & Page (1986) estudaram o efeito de uma mesma quantidade de cloretos provenientes do NaCl e CaCl, sobre a corrosão das armaduras, chegando à conclusão de que os corpos-de-prova que continham CaCl foram mais afetados pela

corrosão, apesar de conterem menor quantidade de cloretos livres e menor relação  $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ . Esta agressividade do CaCl pode ser atribuída à diminuição do pH resultante nesta situação (GOÑI et al., 1989).

Já foi mencionada, anteriormente, a utilização de NaCl e CaCl como substâncias adicionadas para acelerar os processos de pega e cura das estruturas de concreto armado antigas. No entanto, a bibliografia da época cita com mais frequência a utilização de CaCl para acelerar a pega quanto à cura do concreto, por ser substância mais versátil. Infelizmente, a substância mais largamente utilizada é justamente a que possui maior poder de corrosão. Dessa forma, mais cuidado deve-se ter ao se analisarem estruturas de concreto armado antigas, pois, devido ao maior uso do CaCl, que é mais danoso à corrosão das armaduras, maior cuidado se deverá ter na detecção da sua presença na estrutura de concreto armado antiga.

## **2.9 Efeito do Ataque de Frente de Carbonatação Sobre as Estruturas de Concreto Armado da Primeira Metade do Século XX**

O mecanismo de carbonatação é abordado por Neville (1997, p. 562) da seguinte forma:

A carbonatação de pastas de cimento endurecida, nas quais se encontram íons cloreto fixados, tem um efeito semelhante ao da liberação desses cloretos, aumentando, assim, o risco de corrosão [...]. Foi encontrado, em ensaios de laboratório, que mesmo a presença de pequenas quantidades de cloretos em concretos carbonatados intensifica a velocidade da corrosão induzida pela baixa alcalinidade.

Esse mecanismo talvez seja o mais perigoso às estruturas de concreto armado antigas, porque são vários os fatores que podem contribuir para o início da frente de carbonatação. A maior permeabilidade das estruturas de concreto armado daquela época constitui-se em um facilitador da carbonatação, o que pode diminuir a proteção das armaduras frente a possível processo corrosivo.

Em relação à velocidade de carbonatação e o aumento do teor de  $\text{CO}_2$ , Neville (1997, p. 495) afirma: “A velocidade de carbonatação do concreto aumenta com o teor de  $\text{CO}_2$ , principalmente com relações água/cimento altas ocorrendo o transporte do  $\text{CO}_2$  através do sistema de poros da pasta de cimento endurecida”.



Os concretos antigos, em média, eram executados com relações a/c mais elevadas, o que diminui a sua resistência mecânica e aumenta sua permeabilidade. Dessa forma, sendo as estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX mais susceptíveis ao transporte do CO<sub>2</sub>, no seu sistema de poros de maior permeabilidade, propicia condições para o surgimento de uma frente de carbonatação.

Ainda a esse assunto se referem Neville (1997) e Figueiredo (2005). Para Neville (1997, p. 497), “outro modo de dar uma visão geral do assunto é dizer que, em um concreto com relação água/cimento 0,60, a profundidade de carbonatação de 15 mm é atingida após 15 anos, mas com uma relação água/cimento 0,45, somente após 100 anos”. Figueiredo (2005, p. 832) comenta: “a velocidade de carbonatação aumenta quando o ambiente possui uma maior concentração de CO<sub>2</sub>, principalmente para concretos de elevadas relações água/cimento”. O mesmo autor acrescenta:

A relação água/cimento está intimamente relacionada com a quantidade e tamanho dos poros do concreto endurecido e com as propriedades mecânicas finais do material. Quanto maior a relação água/cimento, maior será a porosidade e permeabilidade de um concreto. Quanto maior a porosidade, mais facilmente o CO<sub>2</sub> pode difundir através do concreto... Devido à reconhecida relação inversa entre a relação a/c e a resistência à compressão do concreto difundida nos ábacos de Abrams, é lógico supor que a carbonatação diminui com o aumento da resistência do concreto (FIGUEIREDO, 2005, p. 838-839).

Conforme Neville (1997, p. 499),

De um modo geral, se pode afirmar que, em uma situação favorável à carbonatação, concretos com resistência menor do que 30 Mpa estão mais sujeitos a sofrer carbonatação até a uma profundidade de pelo menos 15 mm em alguns anos.

Os Quadro 6 e 7 apresentam as profundidades de carbonatação tendo em vista o tempo, o tipo de exposição e a resistência do concreto. Para um concreto de 50 anos em exteriores protegidos com  $f_{ck}$  de 25 Mpa, tem-se uma carbonatação de 60 a 70 mm. Para concretos de 50 anos, com exposição à chuva com  $f_{ck}$  de 25 Mpa, tem-se uma carbonatação de 10 a 20 mm. Para concretos com  $f_{ck}$  de 20 Mpa em exteriores protegidos, a carbonatação fica em 45 mm. Esses dados são para o Reino Unido; mas, de qualquer forma, o ambiente e a umidade se assemelham com o clima do Rio Grande do Sul. Não obstante, como foram considerados a menor resistência de 20 MPa e o fato de que a grande maioria dos concretos antigos não possui essa resistência, são factíveis os dados colocados por esses quadros.

Exposição	Profundidade de carbonatação após 50 anos, em mm	
	$f_c = 25$ MPa	$f_c = 50$ MPa
Exteriores protegidos	60 a 70	20 a 30
Exposição a chuva	10 a 20	1 a 2

**Quadro 6.** Profundidade de carbonatação em função da resistência (NEVILLE 1997, p. 500).

Resistência, $f_{c28}$ , MPa	Profundidade mm
20	45
40	17
60	5
80	2

**Quadro 7.** Profundidade máxima de carbonatação em exteriores protegidos no Reino Unido (NEVILLE, 1997, p. 500).

De modo geral, os concretos antigos podiam possuir uma reduzida resistência mecânica, algo na ordem de 10 a 15 MPa. Assim, estão mais sujeitos a sofrer carbonatação profundidade de 15 mm em alguns anos. Se se considerar que a espessura média do cobrimento das estruturas de concreto armado daquela época era em torno de 15 mm, conclui-se que existe possibilidade destas estruturas daquela época estarem carbonatadas de alguma magnitude.

Sobre a influência do consumo de cimento sobre a profundidade de carbonatação Figueiredo (2005, p. 838) descreve: “A bibliografia mostra que a profundidade de carbonatação diminui com o aumento da quantidade de cimento por metro cúbico de concreto”.

O teor de cimento por metro cúbico de concreto é um parâmetro que pode traduzir a resistência mecânica e durabilidade desse concreto, dependendo da relação a/c. Uma leitura que se pode fazer a respeito de concretos com teores mais altos de cimento é o de que eles devem possuir compacidade menor ou permeabilidade menor. Desta forma, será possível entender que concretos que possuírem maior teor de cimento poderão ter uma permeabilidade menor e tenderão a ser mais resistentes a uma frente de carbonatação.

## **2.10 Análise dos Fatores que Podem Propiciar a Corrosão das Armaduras nas Estruturas de Concreto Armado da Primeira Metade do Século XX**

Nesta seção, serão apresentados os fatores que contribuem para propiciar a corrosão das armaduras, com a análise de cada um deles, tomando por base como podem ser avaliados por ocasião de uma vistoria em uma estrutura de concreto armado da primeira metade do século XX.

### **2.10.1 O Aço Doce e Liso**

A análise do tipo de aço que compõe uma estrutura de concreto armado é relativamente fácil de observar. Primeiramente, observa-se a sua textura, verificando se as barras são lisas ou rugosas após, a sua bitola e, por último, a sua resistência mecânica (se: 00 – CA, 37 – CA ou 50 – CA). No caso da resistência mecânica, a identificação se fará por meio da marcação nas barras, ou seja: as barras 00 – CA não apresentam marcação; as barras 37 – CA possuem no topo e na superfície lateral de uma das extremidades uma cruz cinzenta, e as barras 50 – CA possuem a extremidade pintada com tinta branca. Assim, se for lisa, a barra poderá ter uma predisposição maior à corrosão do que se for rugosa. Quanto maior a bitola, maior será a seção transversal e, portanto, maior será a ação do processo corrosivo. Quanto maior for a resistência mecânica do aço, menor será sua deformação e maior será a probabilidade de resistência à corrosão. Assim uma estrutura de concreto armado antiga composta por barras lisas, bitolas menores e aço 37 – CA poderá ter maior predisposição de apresentar processo corrosivo do que uma estrutura de concreto composta por barras rugosas de bitolas maiores e aço 50 – CA.

### **2.10.2 Tijolo, Pedra-Pomes, Barro, Argila Xistosa e Argila Betuminosa**

A análise do tipo de agregado que compõe a estrutura de concreto armado é de fácil identificação: se seixo rolado, pedra britada ou tijolos, pedra pomes, barro, argila xistosa e argila betuminosa. O seixo rolado, devido ao seu menor potencial de consumo de água, poderá ser indicativo de que a resistência do concreto é, presumivelmente, mais elevada devido ao fato de não ter sido necessária quantidade adicional de água para uma mesma trabalhabilidade. Isso pode conferir menor permeabilidade a esse concreto e uma possível melhor proteção quanto à corrosão das armaduras. No caso dos agregados mais porosos

devido à maior quantidade de água necessária, assim como à menor aderência com a pasta, a resistência mecânica poderá ser inferior e a permeabilidade ser maior. Isso pode conferir menor proteção às armaduras frente a um processo corrosivo. Portanto uma estrutura de concreto armado antiga executada com seixo rolado poderá ter uma predisposição à corrosão das armaduras menor do que uma que foi executada com tijolos e pedras-pome. Esta última poderá ter menor probabilidade à corrosão em comparação àquela que foi executada com barro, argila xistosa ou argila betuminosa.

### 2.10.3 A Menor Espessura Média das Lajes e das Vigas

A menor espessura de lajes e vigas pode determinar maior nível de fissuração devido à sua menor rigidez e acarretar uma maior facilidade de ingresso de agentes agressivos ao interior da estrutura. Ao contrário de outras características e propriedades das estruturas de concreto armado antigas, a determinação da geometria das peças, em particular a espessura, é uma característica de fácil determinação. Dessa maneira pode-se dizer que existe uma possibilidade maior, em uma mesma estrutura, de que uma laje de maior espessura esteja menos predisposta a processo corrosivo do que outra laje com menor espessura.

### 2.10.4 A Menor Espessura Média do Cobrimento das Lajes, Vigas e Pilares

A menor espessura do cobrimento de lajes, vigas e pilares pode determinar maior nível de exposição da estrutura a agentes agressivos, diminuindo a proteção das armaduras. Ao contrário de outras características e propriedades das estruturas de concreto armado antigas, a determinação da geometria das peças, em particular a espessura de cobrimento, é uma característica de fácil determinação. Dessa maneira, pode-se dizer que existe possibilidade maior, em uma mesma estrutura, de que uma laje de maior espessura de cobrimento esteja menos predisposta a um processo corrosivo do que outra de menor dimensão.

### 2.10.5 O Espaçamento Maior Entre as Barras de Distribuição das Lajes e dos Estribos nas Vigas e Pilares

A possibilidade de aumento nas deformações de uma peça estrutural é sempre um evento a ser evitado, pois, com uma deformação acima de níveis aceitáveis, pode ocorrer uma fissuração não recomendável, possibilitando a entrada de agentes agressivos no interior da

estrutura. Devido à prática construtiva de se utilizar uma armadura com espaçamento, não raras vezes, elevados, existe a possibilidade de que essas peças possam vir a deformar-se mais do que o previsto, podendo causar, nesse caso, nível de fissuração maior que o permitido pelas normas. A verificação do espaçamento entre as barras de peças estruturais é uma constatação de relativa facilidade de detecção. A determinação das dimensões de espaçamento entre as barras de dada peça estrutural é uma característica que deve ser determinada, para verificação das condições de estabilidade e segurança.

#### 2.10.6 O Pequeno Espaçamento entre as Armaduras Longitudinais de Vigas, Lajes e Pilares

Um pequeno espaçamento entre a armadura longitudinal em uma peça estrutural pode ocasionar o aparecimento de ninhos de concretagem, originados pelo impedimento da passagem do concreto devido ao pequeno espaçamento entre barras, o que pode facilitar o ingresso de agentes agressivos. Muitas vezes, esses ninhos não são visíveis, seja no fundo, seja na lateral da peça estrutural; quando visíveis, os operários os fecham de forma incorreta, não obedecendo a critérios técnicos. Portanto, ao se realizar a verificação de uma estrutura de concreto antiga, é conveniente que se façam algumas prospecções, especialmente em peças muito delgadas, como é o caso das vigas e lajes.

#### 2.10.7 A Utilização de Tarugos de Madeira como Espassadores

A utilização de tarugos de madeira como espaçadores de armaduras nas estruturas de concreto armado antigas é prejudicial do ponto de vista da proteção contra agentes agressivos. A determinação da presença das consequências conhecidas (deterioração da madeira) nas estruturas de concreto armado antigas reveste-se de importância.

#### 2.10.8 A Utilização de Alvenarias de Vedação como Forma para a Estrutura de Concreto Armado

A prática construtiva de utilizar as alvenarias como formas para a execução da estrutura de concreto armado era usual. Apesar de essa prática não implicar, de forma direta, em predisposição para o início de processo corrosivo, sua constatação é importante por ocasião da análise de uma estrutura de concreto armado da primeira metade do século XX. É usual, atualmente, a retirada de paredes para aumentar o espaço físico de edificações deste

período. Essa retirada em estruturas de concreto armado executadas corretamente não causa prejuízo algum. No entanto, quando se retira uma alvenaria que, “presumivelmente”, tenha função de vedação, embora na realidade possua função estrutural, estar-se-á à frente de dois problemas. O primeiro, e maior, é a possibilidade de colapso de parte da estrutura devido à entrada em carga da viga de forma abrupta. O segundo, que não traz consequências imediatas, é o da retirada das alvenarias sem o devido reforço, o que poderá ocasionar deformação, levando a viga a um nível de fissuração elevada. Esse nível de fissuração pode facilitar a entrada de agentes agressivos ao interior da estrutura. Portanto, devido a sua importância e consequências conhecidas, é necessária a avaliação da função (estrutural ou de vedação) das alvenarias em uma estrutura de concreto armado antiga.

#### 2.10.9 A Manutenção Inadequada das Impermeabilizações de Lajes Expostas ao Tempo

A cultura construtiva na primeira metade do século XX, especialmente nas décadas de 30 e 40, era a de não haver cobertura da edificação com telhado, e sim a utilização da laje superior como terraço, que era convenientemente impermeabilizado, conforme a técnica disponível na época. No entanto, a espessura e o revestimento de laje de cobertura era, normalmente, reduzida. Dessa forma, independentemente da qualidade da impermeabilização, as condições da laje não eram as mais favoráveis para dar proteção às suas armaduras. Outro aspecto a ser levantado é o de que as impermeabilizações daquela época não possuíam vida útil significativa, e a manutenção não era executada de forma satisfatória. Todos esses fatores juntos ensejam que a probabilidade de haver processo de infiltração de água na laje de cobertura é bastante grande. Assim, reveste-se de importância a verificação das condições gerais da laje de cobertura, especialmente quando esta exerce o papel de “telhado”.

#### 2.10.10 O Vazamento de Esgotos em Tubulações Metálicas que Estão em Contato com a Estrutura de Concreto Armado

Outra técnica construtiva adotada nas construções antigas é a da utilização de tubulações metálicas para conduzir a água e o esgoto. Geralmente, essas tubulações encontram-se em contato direto com a superfície da estrutura de concreto armado. Com o passar do tempo, apresentam vazamento, a que, no caso específico das tubulações de esgoto, deve-se ter especial atenção, porque o fluxo de esgoto pode produzir ácidos e microrganismos que podem atacar a superfície do concreto. Esses agentes podem, com o passar do tempo,

atacar as armaduras. O problema é que essas tubulações estão junto à estrutura de concreto armado em regiões que não são passíveis de observação, embutidas em lajes, dentro de pilares ou enterradas no solo próximas as fundações. É de vital importância, ao efetuar-se a verificação geral da estrutura de concreto armado antiga, dar especial atenção a esses sintomas, pois, além de causar problemas de vazamentos, podem, também, causar problemas de deterioração do concreto e da armadura.

# **CAPÍTULO 3**

## **ANÁLISE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DA PRIMEIRA METADE DO SÉCULO XX COM POSSIBILIDADE DE PROCESSO DE CORROSÃO DAS ARMADURAS**

### **3.1 Introdução**

Até o momento foram comentados e discutidos os fatores que propiciam e/ou inibem o desenvolvimento de processo corrosivo nas armaduras de estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX. Neste tópico, serão apresentados os demais elementos que podem contribuir para o desenvolvimento da corrosão, com o objetivo de avaliar o maior número possível de características da estrutura de concreto armado antiga. Serão apresentados levantamentos, vistorias, análises, testes, ensaios e demais elementos correlatos que, juntamente com os fatores apresentados até então, poderão emoldurar um quadro mais preciso de como se encontram as armaduras da estrutura.

Os procedimentos de análise da estrutura se dividem basicamente em destrutivos e não destrutivos. Os procedimentos não destrutivos são aqueles com os quais são colhidas informações para a análise da estrutura sem, no entanto, causar-lhe dano significativo. Os procedimentos destrutivos são aqueles que causam algum tipo de dano, como: furos, retirada de pequenas porções de materiais, extração de testemunhos, etc. A apresentação dos levantamentos seguirá ordem cronológica. A partir de dados e/ou elementos colhidos em levantamentos anteriores, determinam-se quais os próximos passos a serem dados.

### **3.2 Tipificação das Estruturas de Concreto Armado**

Várias são as possibilidades de processo corrosivo manifestar-se em estruturas de concreto armado. Em certos casos, a sintomatologia é aparente, em outros não. Outras questões são os arranjos de uma estrutura de concreto armado composta de lajes, vigas e pilares onde as alvenarias têm função meramente de vedação, ou de uma estrutura onde as alvenarias, também, são elementos portantes. Existem várias possibilidades, devendo ser avaliada cada uma conforme suas peculiaridades. Portanto, a seguir será proposto um exemplo para que possa ser explicadas todas as etapas do processo.



Supondo-se uma edificação construída *aproximadamente* na década de 40 do século passado, que não apresenta aparentemente nenhuma sintomatologia. Essa edificação apresenta-se em razoável estado de conservação, levando-se em conta a sua idade. Não existe nenhum projeto, seja arquitetônico, seja complementar. A edificação deve sofrer reforma para adaptá-la a novo uso. A incumbência é avaliar as condições da estrutura, principalmente no que diz respeito à sua integridade frente a possível processo corrosivo. Ao conceber-se esse exemplo fictício, está-se procurando construir um exemplo hipotético em que todas as situações possíveis, ou a grande maioria delas, possam ser apresentadas e discutidas.

### **3.3 Vistoria Preliminar**

A primeira abordagem em uma edificação com estrutura de concreto armado em que se têm suspeitas de possível processo de corrosão das armaduras se dá mediante vistoria preliminar. Esta tem caráter eminentemente qualitativo, ou seja, uma inspeção visual cuja função é efetuar análise qualitativa da situação geral em que se encontra a edificação e, por consequência, a estrutura de concreto armado.

Muitas vezes, o processo corrosivo encontra-se em estágio de desenvolvimento inicial, tal que os sintomas não são visíveis. Portanto, as informações disponíveis devem ser observadas com cuidado, pois pequenos detalhes podem contribuir para o diagnóstico da situação. A vistoria preliminar visa o registro de toda e qualquer anomalia presente na estrutura, de modo que, a partir daí, encaminham-se os demais passos que subsidiarão o diagnóstico.

Além da análise visual, podem-se lançar mão de instrumentos como lupas, binóculos, máquinas fotográficas, trenas, fissurômetros, etc. No primeiro contato com a edificação, observam-se diferentes aspectos que a compõem e que poderão revelar dados a respeito das suas condições. São sugeridos, a seguir, alguns aspectos que devem ser observados no primeiro contato.

#### **3.3.1 Identificação do Tipo de Construção**

No procedimento de identificação do tipo de construção e suas características como um todo, deve-se verificar se a edificação é comercial, residencial, industrial ou mista. Quando não existe informação sobre a edificação, como projetos, memoriais, registros e/ou depoimentos, inicia-se a identificação pelo tipo do estilo arquitetônico da edificação: Eclética,

*Art Nouveau*, *Art Deco*, Protomodernista ou Modernista. Conforme o estilo arquitetônico, pode-se ter noção aproximada do período em que foi construída. Por exemplo, as edificações Ecléticas e *Art Nouveau*, em sua grande maioria, foram construídas até o final da década de 30 do século XX. Já as edificações *Art Deco* e Protomodernistas foram construídas entre as décadas de 30 e 40 do século XX, e assim sucessivamente. A importância do conhecimento do período de construção é relevante, porque quanto mais antiga a edificação (Eclética, por exemplo), maior será a probabilidade de apresentar patologias, como um processo corrosivo.

É importante conhecer a edificação como um todo, pois muitos aspectos que “provavelmente” não chamam à atenção podem dar informações valiosas sobre a estrutura e, conseqüentemente, sobre as armaduras. É importante conhecer o sistema construtivo utilizado na execução do prédio, tendo em vista as intervenções que possam ter sido executadas no passado e suas conseqüências na estrutura atual da edificação. As edificações desse período eram executadas com alvenaria de tijolos maciços, geralmente com espessuras variadas. A identificação de elementos metálicos na edificação também é importante, pois tirantes metálicos eram utilizados para o contraventamento de paredes. É necessário observar se esses elementos metálicos ou outros (estrutura do telhado, gradis, parapeitos, etc.) estão em contato com as armaduras da estrutura, uma vez que podem ser caminhos preferenciais para início de processo corrosivo nas armaduras.

Alguns entrepisos eram executados em madeira, compostos por barrotes, assim como assoalhos, estrutura do telhado, entre outros. Muitas dessas peças podem estar em contato direto com a estrutura, existindo a possibilidade do mesmo estar em processo de apodrecimento, o que pode comprometer a estrutura de concreto armado.

Outras edificações, como as *Art Deco* e Protomodernistas, tinham como uma das características o uso de terraços como coberturas (como já citado). Esses elementos são pontos vulneráveis para o início de um processo corrosivo nas armaduras das lajes e/ou vigas.

### 3.3.2 Identificação do Sistema Estrutural

O conhecimento do sistema estrutural da edificação a ser analisada é fundamental para avaliar a sua condição atual e verificação da adequação ao novo uso que será dado a ela. A definição equivocada dos elementos portantes da edificação poderá acarretar danos, como o caso da não identificação do uso das alvenarias de vedação como formas para a estrutura de concreto armado. Devem-se observar os tipos de apoios das peças estruturais, se

simplesmente apoiadas ou engastadas, continuidade ou não de vigas, existência de balanços, etc.

### 3.3.3 Identificação do Tipo de Fundação

Muitas vezes, processos corrosivos nas armaduras das fundações de concreto armado decorrem da tecnologia precária com que eram executadas. A impermeabilização inapropriada ou inexistente nas fundações, a falta de sistema de drenagem adequada podem afetar as fundações e, conseqüentemente, suas armaduras. Devem ser analisados eventuais recalques diferenciais, bem como as patologias dele advindas e sua repercussão na estrutura de concreto armado como um todo e, em especial, nas armaduras. Outra questão que deve ser observada são os possíveis vazamentos de esgoto proveniente da corrosão de tubulações e a influência do contato de efluentes sobre a estrutura de concreto armado.

### 3.3.4 Tipos de Materiais Empregados

A identificação correta dos materiais empregados na construção da edificação, bem como das suas características (físicas, mecânicas) é fundamental para avaliar as condições das armaduras na estrutura. Como exemplo, pode-se citar a distinção entre os diferentes tipos de tubulações de esgoto utilizadas naquela época: tubos de ferro fundido como ramais principais e secundários; as descidas que, ao nível do solo, eram trocadas, às vezes, por manilhas cerâmicas. As manilhas cerâmicas enterradas no solo geralmente são atacadas por agentes agressivos tanto na parte interna quanto externa, ou seja, pelo esgoto e pelo solo. Assim, há possibilidade de vazamento do esgoto no solo, atacando as fundações de concreto armado que se encontram no seu raio de ação.

### 3.3.5 Levantamento Preliminar das Patologias

O levantamento preliminar das patologias consiste em, visualmente, obter-se noção dos problemas que a edificação apresenta e/ou pode apresentar no futuro. Este levantamento deverá ser acompanhado por um testemunho fotográfico que registrará as manifestações patológicas passíveis de serem observadas visualmente, tais como: fissuras, trincas, rachaduras, descolamento de revestimento, manchas de umidade, ruptura de elementos, contaminação de elementos por sais (sulfatos, cloretos e nitratos), ataque de cupins nos

elementos de madeira, apodrecimento, deformações excessivas, formação de microrganismos (fungos), entre outras. A análise, ainda que preliminar, dessas manifestações patológicas podem fornecer indícios da sua abrangência, especialmente aquelas que podem refletir-se nas armaduras da estrutura.

### 3.3.6 Análise do Sistema Reboco-Pintura

É importante salientar que a análise, mesmo que preliminar, do estado de degradação do revestimento como o reboco e a pintura deve ser levada em conta. Existem várias patologias associadas aos rebocos e às pinturas, de forma isolada ou em conjunto. Sempre deve ser levado em conta que o substrato no qual se fixam esses elementos, no caso de estruturas de concreto armado, é a própria estrutura ou as alvenarias de suporte ou de vedação. Deve-se considerar que o processo corrosivo inicia-se no interior da estrutura, mas, devido às suas características, as manifestações transferem-se, também, para a superfície de concreto que está revestida com o sistema reboco-pintura. Assim, é importante a realização de verificação minuciosa das condições do reboco e da pintura que revestem as superfícies, no intuito de separar as manifestações patológicas que são exclusivas do sistema reboco-pintura, daquelas que podem ser provenientes da alteração da superfície da estrutura de concreto devido a um processo de degradação.

### 3.3.7 Observações Complementares

As observações complementares visam fornecer dados gerais sobre a condição da edificação, os quais podem trazer subsídios para uma análise mais aprofundada da situação das armaduras na estrutura. Podem compreender a observação das demais instalações prediais da edificação, como:

- sistema de drenagem;
- instalações hidráulicas de água quente e fria;
- instalações sanitárias de esgoto cloacal e pluvial;
- instalações elétricas, telefônicas e complementares;
- instalações de processamento de lixo (incineradores);
- instalações de transporte vertical (elevadores);
- instalações de climatização (ar condicionado);
- reservatórios inferior e superior (especialmente quando forem em concreto armado);

- mecanismos de vedação da entrada de água (impermeabilizações em terraços, marquises, sacadas e platibandas).

Também podem compreender uma série de aspectos inerentes ou não à estrutura de concreto armado da edificação, os quais podem fornecer elementos de análise das condições das armaduras, como enunciado a seguir.

#### 3.3.7.1 Furos Passantes

Furos executados na estrutura de concreto armado destinados a diversas funções são locais onde a manifestação da corrosão das armaduras pode se apresentar de forma mais acentuada, devido à densidade de armadura normalmente encontrada nesses locais, especialmente em lajes e pilares. Os furos podem ser pequenos para a passagem de tubulações, ou maiores, como os *shafts*, poços dos elevadores, entre vãos das escadarias, etc.

#### 3.3.7.2 Ninhos de Concretagem

Os ninhos de concretagem são falhas que surgem no concreto. Podem tornar-se entrada preferencial de agentes agressivos ao interior da estrutura, diminuindo a proteção das armaduras frente a um processo corrosivo.

A localização dos ninhos pode ser a mais variada possível. São encontrados com mais frequência em locais com grande concentração de armaduras, como cantos de reservatórios, arranques de pilares em subsolos ou entrepisos, no encontro entre vigas e pilares de grandes dimensões, etc. Por estarem localizados na superfície, ninhos de concretagem, frequentemente surgem em locais pouco vistos, como, por exemplo, no interior de reservatórios de água e peças estruturais mais escondidas, visto que aqueles que se encontram em locais mais visíveis pelos usuários são vedados durante a construção da obra.

#### 3.3.7.3 Fissuras, Deformações e Flechas

As fissuras são as manifestações patológicas mais comumente encontradas em estruturas de concreto armado. Sua localização, espessura e profundidade são de grande valia para a avaliação de possíveis causas de corrosão das armaduras.

Por outro lado, níveis acentuados de corrosão visíveis ou não em estruturas de concreto armado antigas também levam a deformações e flechas nos elementos estruturais, que podem causar fissuração característica de sobrecargas ou de deformabilidade nos elementos estruturais. Nessas situações, podem-se observar, eventualmente, fissuras nas alvenarias de vedação pela transferência de carga da estrutura, geralmente por meio de esforços cortantes (fissuras a 45°).

#### 3.3.7.4 Pré-avaliação das Cargas Atuantes

Para a verificação das condições de uma estrutura de concreto armado da primeira metade do século XX com respeito à corrosão das armaduras, a informação sobre as cargas atuantes no momento da vistoria preliminar torna possível a inferência, ainda que estimada, das cargas remanescentes que a estrutura ainda pode suportar devido à diminuição da capacidade portante da estrutura, como, por exemplo, significativo processo corrosivo que, ainda, não foi identificado.

Nesses casos, posteriormente se efetuará a devida avaliação e se fará a determinação das cargas que a estrutura ainda poderá suportar. Será verificado também se haverá ou não necessidade de se promover reforço estrutural ou restrições de uso. Para tanto, as cargas permanentes presentes na estrutura deverão ser estimadas a partir da coleta de informações para a definição do carregamento atuante, por meio do levantamento da geometria e das características do concreto e demais materiais, portantes ou não, suportados pela estrutura.

#### 3.3.8 Análise do Processo Corrosivo

Como citado anteriormente, os sintomas da corrosão das armaduras podem ser visíveis ou não e, por razões didáticas, criou-se uma situação em que os sintomas não eram visíveis. No entanto, muitas vezes, a sintomatologia do processo corrosivo é visível. Portanto, este item deriva-se um pouco das condições preestabelecidas, a fim de abordar este aspecto.

A primeira abordagem de uma estrutura de concreto armado antiga com processo corrosivo visível se dá mediante a uma inspeção visual. Se o processo se encontra em um estágio de desenvolvimento razoável, tal que os sintomas sejam visíveis, muitas informações importantes podem ser obtidas nessa etapa, concernente à construção do diagnóstico do problema.

A inspeção visual, portanto, insere-se na etapa de vistoria preliminar e, basicamente, visa registrar todas as anomalias presentes na estrutura, de modo que, a partir daí, comparando-se quadros típicos de sintomas, possam ser identificados os problemas patológicos atuantes. De maneira simplificada, constitui um quadro sintomatológico típico da corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX um ou mais dos seguintes aspectos:

- manchamento da superfície do concreto com manchas *ferruginosas*, caso esse concreto apresente-se úmido o suficiente para dissolver os produtos de corrosão e fazê-los percolar pela rede porosa até florescer na superfície (em geral, concretos contaminados por cloretos são muito mais úmidos do que aqueles simplesmente carbonatados, dada a higroscopicidade desses íons);
- 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, geralmente apresentando produtos que se avolumam radialmente às barras, sob a forma de crostas de ferrugem, ou mesmo apresentando perda acentuada de seção, em geral mostrando rugosidade superficial excessiva das barras;
- comprometimento da aderência aço-concreto;
- flambagem de armaduras longitudinais de pilares pelo decréscimo na seção de concreto e pela perda do monolitismo estrutural dado pela aderência aço-concreto, em peças onde há lascamento do concreto e exposição das barras.

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

### 3.3.9 Coleta de Amostras

A coleta de amostras consiste, após o término da vistoria preliminar, na obtenção de materiais que podem ser importantes na elucidação das condições das armaduras na estrutura de concreto armado. Como se está tratando de um procedimento não destrutivo, a coleta dessas amostras deverá ser feita por meio de fragmentos de materiais que tenham se desprendido ou que estão na eminência de se destacar de seus substratos. Conforme a

disponibilidade e conveniência, uma série de amostras poderão ser coletadas, como, por exemplo, pedaços de reboco que se destacaram do revestimento de um pilar onde há estufamento, ou lasca de concreto que se desprende de um pilar sem revestimento e que apresenta coloração avermelhada.

### **3.4 Levantamento Dimensional**

Considerando a premissa de que não há qualquer tipo de documento técnico a respeito da edificação, devem-se confeccionar os documentos necessários para o início do diagnóstico. Para tanto, devem-se efetuar os levantamentos dimensionais necessários, objetivando produzir dados para a elaboração das plantas da edificação, ou seja, plantas arquitetônicas, estruturais, hidrossanitárias entre outras. A elaboração dessas plantas permitirá, conjuntamente com os dados obtidos na vistoria preliminar, iniciar um processo de avaliação a respeito das condições das armaduras.

#### **3.4.1 Levantamento Arquitetônico**

O levantamento arquitetônico, mais conhecido como levantamento do existente, nada mais é do que a reprodução do projeto arquitetônico da edificação a partir do prédio propriamente dito. Esse trabalho é fundamental para o conhecimento da edificação, pois é a partir dele que se obtém visão global a respeito do prédio como um todo. Esse levantamento é relevante também para se começar a esboçar os demais projetos necessários para a análise da edificação, como os projetos estruturais, hidrossanitários, entre outros.

Entretanto, é frequente a existência de algum tipo de documento referente ao prédio. No próximo item, serão abordados os passos que devem ser dados para a aquisição de dados sobre a edificação.

##### **3.4.1.1 Levantamento Cadastral do Existente**

Nos dias de hoje, acostuma-se rapidamente com a evolução dos fatos cotidianos e, com frequência, esquece-se de como eles eram no passado, às vezes recente. Deve-se lembrar que não faz muito tempo que as prefeituras municipais começaram a organizar arquivos públicos com a finalidade de guardar a documentação referente às edificações. Em algumas pequenas cidades do interior, esse tipo de *arquivo* ainda não existe. Hoje, é comum crer-se



que o projeto arquitetônico de uma edificação existe na prefeitura; contudo, quando se trata de edificações mais antigas, muitas vezes, não existe nada referente a essa edificação nos arquivos municipais. Os locais onde mais existe a possibilidade de encontrar-se documentação a respeito de prédios antigos são os seguintes:

- **Arquivos Públicos:** conforme for a idade da edificação, podem ser encontradas as plantas históricas da edificação (originais), bem como as plantas de alterações efetuadas durante o uso do prédio. Também podem ser obtidas informações sobre os diferentes usos da edificação.
- **Órgãos de Patrimônio Histórico:** caso a edificação tenha o caráter de patrimônio histórico, podem ser encontrados documentos sobre a edificação, sua história, eventuais processos de tombamento, registros fotográficos, entre outros.
- **Arquivo Histórico e Literatura:** pode ser encontrada uma documentação que relate o desenvolvimento urbano em torno da edificação, com dados de transformação do meio ambiente envolvente, ou mesmo documentos que contem o histórico da edificação. Caso tenha relevante significado para a cidade na qual está inserida, é comum a sua citação em livros que contem a história da cidade, bem como fotos antigas. Outra fonte que pode ser consultada nesses locais são os arquivos dos jornais da época, que frequentemente produziam matérias que enfocavam as grandes realizações da sociedade.

#### 3.4.1.2 Levantamento Arquitetônico do Existente

O levantamento arquitetônico do existente deve ser feito de forma metódica para retratar de forma clara e precisa todos os aspectos da edificação. Essa tarefa não é somente a confecção de plantas de situação e localização, plantas baixas, cortes e fachadas. Esse tipo de levantamento deve ser mais rigoroso e minucioso do que simplesmente se limitar a questões gráficas de plantas. A seguir, serão apresentados os principais aspectos que devem ser levados em conta por ocasião da confecção de um levantamento arquitetônico do existente.

- Para a tomada de medidas *in loco*, é necessário observar o tamanho dos intervalos a serem medidos. É importante a escolha de trenas compatíveis com as dimensões a serem medidas. Não é possível a utilização de trena de 2 m se as medições necessárias alcançam

dimensões superiores a 4 m. Quanto menos medidas parciais em dada dimensão, mais correta será a cota. Ou seja, em uma peça da edificação que meça 5,50 m, será mais correta a utilização de trena de 10 m, efetuando uma medida única, do que uma trena de 2 m, com a qual serão necessárias três medidas.

➤ Outro hábito prejudicial aos levantamentos arquitetônicos do existente é a presunção de que todas as peças possuem um ângulo de 90 graus entre as paredes. Com o advento da computação gráfica, esse tipo de problema tornou-se mais evidente. Após a realização das medidas em campo, elas serão passadas para o computador, que, normalmente, está pré-selecionado a trabalhar com ângulos de 90 graus. Tendo em vista que os ângulos entre as paredes da peça original poderão não ser exatamente retos, o operador não conseguirá efetuar o fechamento das cotas e terá de ajustá-las, por sua conta, para efetuar o fechamento das medidas. Resultado: ou as cotas estarão certas e os ângulos errados, ou vice-versa.

➤ Para evitar os problemas do item anterior, deve-se realizar, além da medida do perímetro da peça, também a das diagonais. Dessa forma, será possível repassar essas cotas para o computador, desde que a seleção para ângulos de 90 graus não esteja ativada.

➤ Nesse levantamento, todos os pavimentos deverão ser retratados com absoluta fidelidade de medidas e de detalhes. Todos os elementos que compõem a edificação deverão ser cuidadosamente retratados. Locais e elementos como escadas, corrimãos, aberturas, diferenças de níveis, enfim, todos os detalhes que bem caracterizam uma planta baixa bem elaborada deverão estar presentes.

➤ Quando se refere às plantas baixas, devem estar nela incluídas a planta de telhado, a de cobertura, a de situação e localização com riqueza de detalhes, plantas baixas de mezaninos, subsolos, casas de máquinas, poços de elevadores, caixas de água inferiores e superiores, terraços, sacadas, etc.

➤ As plantas de corte não podem se referir apenas a um corte longitudinal e transversal em locais de fácil representação, como plantas meramente figurativas e/ou burocráticas. Devem ser elaborados quantos cortes forem necessários no sentido tanto longitudinal como transversal. Eles deverão retratar de forma inequívoca todos os aspectos da edificação. Nesses casos, escolhem-se os locais para a passagem dos cortes que sejam mais difíceis, que retratem

escadas em vários sentidos, os que mostrem esquadrias, banheiros, cozinhas, áreas de serviço, casa de máquinas, poço de elevadores, reservatórios superiores e inferiores e subsolos.

➤ Quanto à planta de fachada, deve ser lembrado que, via de regra, uma edificação possui no mínimo quatro fachadas. Não se pode considerar a planta que retrata a edificação vista da rua, ou das ruas, como sendo a planta de fachada. Na realidade, todas as faces da edificação que se orientam para as divisas são consideradas fachadas. Outro aspecto importante é o de que a planta de fachada não é esquemática; deve retratar com fidelidade todos os aspectos e detalhes da fachada. Nas edificações mais antigas, é necessário grifar-se essa precaução, pois é muito comum elas serem ricamente decoradas e todos os detalhes como platibandas, cornijas, balaustradas, capitéis, arabescos, entre outros, os quais deverão ser representados de forma fidedigna. Nesse aspecto, a tomada de fotos e a digitalização gráfica podem auxiliar sobremaneira.

➤ Do ponto de vista da escala de representação das plantas, devem ser utilizadas as de uso corrente, como 1:50 e 1:100. No entanto, conforme a necessidade e para o seu bom entendimento, as plantas poderão ser modificadas. Especial atenção deve ser dada aos detalhes, pois, quando não for possível representá-los com um grau de precisão adequado, deverão ser elaborados detalhes específicos na escala conveniente para adequada compreensão.

#### 3.4.2 Levantamento Estrutural (planta de formas)

O levantamento estrutural é a reprodução do projeto estrutural da edificação a partir do prédio propriamente dito. Essa reprodução é fundamental para o conhecimento da edificação, pois a partir dele se obtém visão mais específica a respeito da estrutura no que concerne às condições das armaduras. Este tópico abordará apenas o aspecto geométrico externo das peças estruturais, tendo em vista não ser possível, neste momento, a determinação das condições quantitativas e qualitativas das armaduras no interior da estrutura.

Outro aspecto que se reveste de importância é a verificação da geometria das peças estruturais quanto às questões de prumo e excentricidade. Muitas vezes, os processos corrosivos podem vir a gerar deformações importantes na estrutura de concreto armado. Dessa forma, um levantamento da estrutura que leve em conta esses aspectos configura-se em tópico relevante.

Neste momento de análise da estrutura, será realizado o levantamento do que se refere basicamente às suas formas, ou seja, dimensões externas de pilares, vigas e lajes, como se dão as interações entre os elementos estruturais, etc. Temos de ter em mente que, no próximo passo, obter-se-ão informações referentes ao interior da estrutura, como espessura de cobertura, tipo de armadura, distribuição das barras, espaçamento entre barras, etc. Portanto, é necessário realizar esse levantamento tendo em mente as demais informações que serão agregadas.

Para a operacionalização do levantamento estrutural não destrutivo, parte-se do levantamento arquitetônico, pois existe similaridade grande entre ambos. A prática construtiva de que, normalmente, abaixo das paredes de alvenaria são posicionadas as vigas de concreto, o fato de que nas extremidades dos andares, via de regra, há o posicionamento de pilares, e assim por diante, conferem ao levantamento arquitetônico um papel de destaque na elaboração do levantamento da estrutura. Outro aspecto em que o trabalho realizado nas plantas arquitetônicas contribui para o da estrutura é a provável localização de peças estruturais que estão embutidas nas alvenarias. Ao se analisarem as paredes da edificação, pode-se inferir a provável localização de vigas e pilares embutidos.

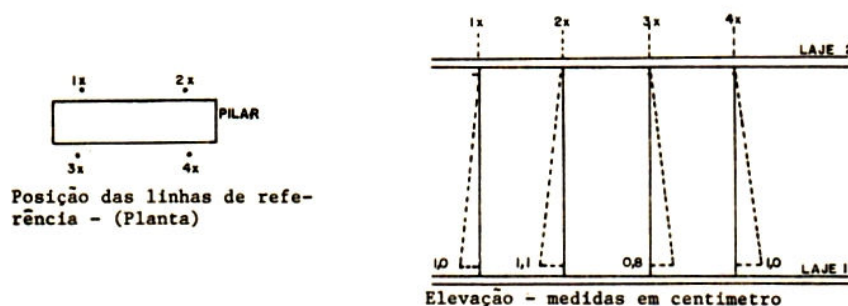
Quanto ao levantamento estrutural propriamente dito, deverão ser explicitados, da melhor maneira possível, todos os aspectos da estrutura que podem ser levantados com a disponibilidade de acesso, levando-se em conta um processo não destrutivo. Todos os elementos constantes na estrutura passíveis de observação e/ou dedução deverão ser retratados nas plantas elaboradas, desde as lajes, se rebaixadas ou não, vigas, pilares, escadas, marquises, sacadas, reservatórios, fundações superficiais quando observáveis, dentre outros elementos. Especial atenção deverá ser dada aos elementos que podem indicar deformações perceptíveis na estrutura como prumo e excentricidade.

#### 3.4.2.1 Prumo (verticalidade)

Na avaliação da estrutura acabada, as informações sobre a verticalidade da estrutura como um todo e dos componentes em particular são de grande importância para a análise dos possíveis efeitos patológicos em geral, ou de processo corrosivo em particular e suas influências sobre a estrutura de concreto armado.

Realiza-se a investigação da verticalidade medindo-se os afastamentos das faces externas dos componentes estruturais a uma linha de referência de verticalidade. Como referência de verticalidade, pode-se usar linhas de prumo ou linhas verticais produzidas por

aparelhos de topografia. Os resultados das medições dos afastamentos são apresentados em um desenho do perfil vertical, conforme indicado na Figura 12 (HELENE & REPETTE, 1989, p.20-21).



**Figura 12.** Forma de apresentação gráfica dos resultados das investigações de verticalidade (HELENE & REPETTE, 1989, p. 21).

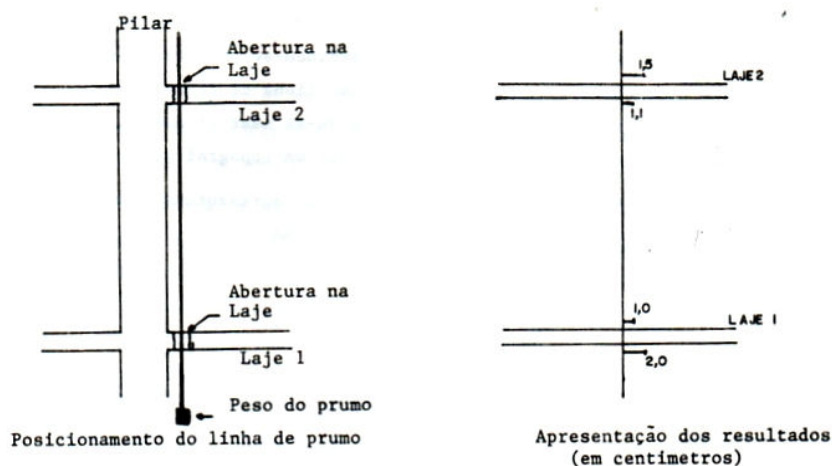
Como limitação do desvio máximo admissível no prumo do componente estrutural, pode-se adotar  $H/600$  ou no máximo 20 mm, sendo H a altura total do componente analisado (HELENE & REPETTE, 1989, p.20-21).

### 3.4.2.2 Excentricidade (quando possível)

A verificação da excentricidade está condicionada, nesta fase da análise, a se dispor de aberturas que fazem parte originalmente da estrutura com a finalidade de se realizar a verificação. Como essa verificação necessita de um conjunto de orifícios que se comunicam entre as lajes, sua realização fica condicionada às disponibilidades originais da estrutura. Podem ser elementos originais na estrutura que possam ser utilizados na verificação, tais como: os poços dos elevadores, os entre vãos das escadas, os *shafts* de serviço ou qualquer outra parte da estrutura que permita a realização da verificação. Caso a edificação não ofereça as condições para a sua realização, a verificação poderá ser efetuada quando do início dos procedimentos destrutivos.

Na verificação dos elementos da estrutura, principalmente pilares e paredes estruturais, o conhecimento da excentricidade que estes apresentam em relação aos seus trechos subsequentes (geralmente trechos entre lajes e vigas) pode ser decisiva para a correta análise da estrutura tendo em vista as possíveis deformações que um processo corrosivo pode vir a causar. Excentricidades acima de certos limites podem acarretar danos à estrutura já que ocorrem alterações nas formas e valores das solicitações. As excentricidades acidentais são provocadas por erros nas

locações das peças estruturais, sendo mais frequentes em pilares na região de seguimento de uma laje para outra. Já as excentricidades incidentais, são aquelas provocadas, por deformações nas peças estruturais, com mais ênfase em pilares que podem ter seu centro de gravidade deslocado devido a alguma deformação sofrida pela estrutura. Há ainda a possibilidade de uma excentricidade mista que é a combinação das acidentais com as incidentais. A medição das excentricidades pode ser feita através de linhas de prumo que são posicionadas em furos passantes nas lajes, medindo-se os afastamentos das peças estruturais a esta linha de referência, conforme a figura 24 (HELENE & REPETTE, 1989, p. 21-23).



**Figura 13.** Medição das excentricidades (HELENE & REPETTE, 1989, p. 22).

Helene e Repette (1989) recomendam como limite dos valores das excentricidades: a) não superar a  $b/30$  ou 20 mm, sendo  $b$  a dimensão da seção transversal considerada numa dada direção; b) nos componentes lineares submetidos à compressão simples, flexo-compressão ou flexo-compressão oblíqua, a excentricidade deve estar contida nos seguintes limites:

- $ea \leq 20$  mm (para  $n$  menor ou igual a 100 mm);
- $ea \leq n/5$  (para  $n$  maior ou igual a 100 mm).

Na direção dos eixos centrais de inércia ( $x,y$ ), a distância nuclear  $n$  é a grandeza correspondente ao quociente do momento de inércia pelo produto entre a distância do centro de gravidade e a fibra mais afastada e a área da seção transversal.

### 3.4.2.3 Demais Elementos da Estrutura de Concreto Armado

Além de elaborar as plantas de formas da estrutura de concreto armado, nesta etapa já poderão ser lançados, nesse levantamento da estrutura como construída, todos os elementos coletados na Vistoria Preliminar, como: os levantamentos preliminares das patologias, os furos passantes, os ninhos de concretagem, as fissuras, deformações e flechas e a sintomatologia do processo corrosivo. Todos esses elementos que foram coletados de forma não conexa por ocasião da Vistoria Preliminar agora começam a agregar-se para começar a dar as primeiras informações a respeito das condições das armaduras.

Os furos passantes e ninhos de concretagem poderão ser indicados em seus verdadeiros lugares na planta de formas. Da mesma forma as fissuras, deformações e flechas deverão ser indicadas em seus exatos locais para poder-se começar a inferir sobre as suas inter-relações. Os eventuais sintomas de corrosão das armaduras, desaprumos e excentricidades, também devem ser lançados de maneira a realizar-se uma primeira aproximação das condições gerais das armaduras na estrutura de concreto armado. Devido eventualmente a grande quantidade de informações colhidas, há a possibilidade de se elaborar plantas exclusivas para cada manifestação como, por exemplo, as plantas de ninhos de concretagem, as plantas de fissuras, as plantas de deformações, flechas, desaprumos e excentricidades e as plantas de sintomatologia de corrosão das armaduras (HELENE & REPETTE, 1989, p. 24-25).

Além das plantas baixa, o levantamento estrutural deve englobar as elevações verticais de vigas, a marcação de fissuras, deformações e flechas. Portanto, deverão ser confeccionados todos os detalhes que possam levar ao perfeito entendimento da geometria das peças estruturais, bem como à possibilidade de visualização de todos os elementos coletados na Vistoria Preliminar.

### 3.4.3 Levantamento Hidrossanitário

O levantamento das instalações hidrossanitárias é mais um elemento que pode contribuir para o entendimento das condições gerais da edificação e os fatores que podem causar processo corrosivo nas armaduras. Grande parte das tubulações de água e esgoto em edificações da primeira metade do século XX eram de ferro fundido, ferro galvanizado, chumbo e manilhas cerâmicas. Essas tubulações, com o tempo, sofrem processo de deterioração das paredes, ocorrendo vazamentos. Estes, no caso de esgotos, podem entrar em contato com a superfície da estrutura de concreto armado e, com isso, iniciar processo de deterioração do concreto que pode chegar às armaduras, desencadeando processo corrosivo.

Tendo em vista que a maioria dessas tubulações está embutida e/ou em contato com a estrutura de concreto armado, a possibilidade da ocorrência de vazamentos e da imediata entrada dos fluídos em contato com a superfície da estrutura confere papel importante ao levantamento das instalações hidrossanitárias. A partir desse levantamento, pode-se entender a forma de distribuição das tubulações ao longo da edificação, bem como mapear os locais onde possa existir maior potencial de contato entre os efluentes de um possível vazamento e a superfície das peças estruturais. Neste segmento, serão apresentados os locais onde existe maior probabilidade da ocorrência de contaminação da estrutura com os efluentes.

#### 3.4.3.1 Lajes Rebaixadas

Nas edificações da primeira metade do século XX, era prática usual a utilização de lajes rebaixadas em banheiros, cozinhas e áreas de serviço – diferentemente do que acontece nos dias de hoje, quando as lajes da estrutura possuem um único nível e, nos locais onde se concentram as tubulações hidrossanitárias, é executado rebaixamento com forro de gesso, PVC ou madeira. Naquela época, fazia-se a instalação das tubulações por meio do rebaixamento da laje de concreto na área onde essas canalizações localizavam-se, com o objetivo de permanecerem embutidas na laje de concreto. Hoje, quando há um vazamento na tubulação, quase imediatamente se tem o conhecimento através do forro subjacente à canalização, o que, nas lajes rebaixadas, não acontece. Nestes casos por ocasião de vazamento das tubulações, os efluentes começam a acumular-se dentro da própria estrutura de concreto armado, fazendo com que os efluentes fiquem em contato durante um longo período com a estrutura, até que seja possível a visualização de manchas de unidade.

Devido ao contato prolongado entre os efluentes e a estrutura, pode iniciar-se um processo de deterioração da superfície do concreto, devido ao ataque dos ácidos aos componentes do concreto. Com o passar do tempo, a deterioração evolui e pode começar a atacar as armaduras, instalando-se um processo corrosivo. Devido à sua atuação silenciosa, na maioria das vezes, depara-se com o problema quando o processo se encontra em estágio avançado. Assim, é de grande importância a análise e detecção desse tipo de ocorrência na estrutura. Um levantamento metódico dos locais onde estão localizadas as lajes rebaixadas juntamente com o posicionamento das canalizações, principalmente de esgoto cloacal, pode fornecer subsídios para uma possível identificação do problema.



### 3.4.3.2 Ramais de Descida Junto a Pilares

Outra prática comum em estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX e que, em certos casos, persiste até hoje é a locação dos ramais de descida do esgoto junto a pilares da estrutura. Atualmente, não há grandes problemas devido à utilização de tubos de PVC para a condução dos efluentes, o que reduz a ocorrência de vazamentos, erros de instalação ou acidentes.

Existem duas formas de contato entre a tubulação e o pilar. No primeiro caso, a tubulação era simplesmente encostada em uma das faces do pilar e, posteriormente, executava-se um enchimento ao redor, geralmente, em alvenaria de tijolos. No segundo caso, não tão comum, a tubulação era embutida dentro do pilar durante a concretagem; dessa forma, a canalização fica dentro da estrutura. Em ambos os casos, a detecção de um vazamento é bastante demorada, acarretando, invariavelmente, demora na identificação e no tratamento do problema. Com isso, inicia-se um processo de deterioração do concreto que pode chegar à armadura.

### 3.4.3.3 Ramais de Descida de Esgoto Pluvial Junto a Impermeabilizações de Terraços e Coberturas

Foi mencionado que era característica dos estilos *Art Deco*, Protomodernista e Modernista a utilização de lajes como cobertura das edificações. Essas peças estruturais tinham, geralmente, pequena espessura e reduzido cobrimento. Além disso, as lajes eram impermeabilizadas com materiais que não conferiam proteção adequada à entrada d'água. Sua durabilidade é bastante reduzida, o que, juntamente com uma manutenção precária, pode acarretar vazamentos.

Completando este quadro, temos, ainda, as questões relacionadas com as tubulações de descida das águas pluviais. Tendo em vista a grande possibilidade de vazamentos na interface entre laje, impermeabilização e tubulação, era frequente o acúmulo de água entre esses elementos, o que propiciava o contato das águas pluviais com a tubulação e a estrutura da laje por longos períodos. Esse contato propiciava não só a corrosão da tubulação, como também o ingresso da umidade na laje. Com o passar do tempo, a corrosão da canalização aumentava com ingresso de umidade para o interior da laje, o que poderia propiciar a entrada de agentes agressivos. Assim, mister se faz o adequado levantamento das tubulações de esgotos pluviais, especialmente nas edificações que possuem lajes terraço no papel de cobertura da edificação.

#### 3.4.3.4 Ramais de Saída Enterrados no Solo Junto as Fundações

Os ramais de descida, ao chegarem ao pavimento térreo ou subsolo, normalmente penetram no solo para continuar o seu traçado de saída da edificação. Naquela época, utilizava-se como canalizações horizontais de saída a própria tubulação vertical de descida que poderia ser em ferro fundido ou chumbo. Em certos casos, havia mudança de material para manilhas cerâmicas. O esgoto é um material muito agressivo que corrói as tubulações com certa facilidade, sendo o sentido da corrosão da canalização de dentro para fora.

Com a chegada da tubulação ao solo, é adicionado novo elemento deteriorante a esta situação, qual seja, o próprio solo. Portanto, o processo de deterioração recebe um novo fator para acelerar o aparecimento de vazamentos. Quando este ocorre, cria-se um novo problema, ou seja, o esgoto proveniente começa a se acumular ao redor da tubulação, acelerando o processo corrosivo da tubulação, até o ponto em que pode haver a deterioração total da tubulação e o solo do térreo ou subsolo começar a transformar-se em uma fossa séptica.

No caso de as fundações da edificação serem diretas (como sapatas isoladas e/ou corridas), tem-se outro ingrediente no problema: a umidade do solo, que é agressiva para as estruturas de concreto. A prescrição dos cobrimentos para fundações são maiores. Torna-se mais agressivo devido ao aumento da concentração de ácidos que atacam a superfície das peças estruturais de fundação, podendo chegar às armaduras.

Outra variante desse tipo de problema é a destinação final dos esgotos. Mesmo nos dias de hoje, em certos locais, não há redes de esgoto que passam em frente às edificações. Esse problema era maior na primeira metade do século XX, o que exigia a utilização de fossas sépticas e sumidouros no próprio terreno da edificação. Outra característica que se mantém até os nossos dias é que, principalmente no centro das cidades, a taxa de ocupação da edificação em relação ao terreno chegava muito próximo aos 100%. Com isso, a localização da fossa séptica e sumidouro ficavam quase invariavelmente sob a projeção do prédio no terreno – em outras palavras, a uma distância pequena das fundações.

Com isso, tem-se a reedição dos problemas levantados neste item. Da mesma forma que as tubulações enterradas no solo estão passíveis de corrosão e, portanto, de vazamento de esgoto para o solo, a fossa séptica e o sumidouro também estão à mercê dessa ocorrência. Portanto, faz-se necessário um levantamento minucioso das condições de estanqueidade do conjunto fossa séptica e sumidouro, com a finalidade de se constatar se há o vazamento de esgoto para o solo.

Portanto, fica evidenciada a importância de um levantamento minucioso das instalações hidrossanitárias no intuito de identificar, com a maior precisão possível, os pontos em que há a possibilidade de ocorrência desse tipo de interação entre as instalações hidrossanitárias e a estrutura de concreto armado.

#### 3.4.4 Levantamento dos Demais Aspectos da Edificação

Além dos levantamentos arquitetônicos, estrutural e hidrossanitário, faz-se necessário o levantamento de outros aspectos da edificação que podem ter alguma influência ou participação em eventual processo corrosivo das armaduras. Esse tipo especial de levantamento deverá ser estudado caso a caso, pois, em dada edificação, determinado aspecto pode ter relação com a corrosão das armaduras, embora em outra edificação não apresente influência. A seguir, serão elencados alguns aspectos que podem contribuir com a possibilidade de favorecimento no desenvolvimento de processo corrosivo das armaduras.

##### 3.4.4.1 Estruturas de Madeira

A madeira é um material de construção muito utilizado nas edificações antigas. Ela servia como matéria-prima para a execução das formas, esquadrias, forros, pisos, rodapés, paredes divisórias até a estrutura de sustentação do telhado. A madeira é um material de construção apropriado devido as suas características e qualidades inegáveis, contudo possui peculiaridades que são negativas, como sua susceptibilidade a deterioração frente à umidade e certos insetos. Assim, a madeira, sob certas circunstâncias, pode deteriorar-se (apodrecer), o que é prejudicial principalmente quando atua como elemento portante, como é o caso de estruturas de sustentação de telhados.

Por vezes, a madeira pode estar em contato com a estrutura de concreto armado de modo mais íntimo, ou seja, estar embutida na estrutura com o intuito de garantir maior intertravamento entre as estruturas. Outras vezes, é a permanência de formas de madeira que são deixadas em contato com a estrutura, geralmente em locais de difícil acesso, os conhecidos caixões perdidos.

Devido à possibilidade de apodrecimento da madeira e estando esta em contato com a superfície da estrutura de concreto, pode em certos casos haver a contaminação, também, do concreto, ocasionando processo de deterioração similar ao caso de tarugos de madeira utilizados como espaçadores no interior da estrutura. Em ambos os casos a madeira deteriora-

se fragilizando a superfície do concreto, abrindo caminho, então, para o ingresso de agentes agressivos ao interior da estrutura e diminuindo a proteção das armaduras.

Deve-se observar com cuidado a interface entre peças de madeira e a estrutura de concreto armado. Não é o caso das esquadrias ou forros de madeira, que geralmente não estão em contato com a estrutura de concreto e, em geral, não estão sujeitos à deterioração que pode prejudicar a estrutura. Os caibros de madeira da estrutura de sustentação do telhado estão apoiados sobre a laje e, devido a uma infiltração do telhado, podem deteriorar-se prejudicando o concreto das peças estruturais. Outro exemplo é o dos caixões perdidos deixados em certos locais de subsolos, a que poucas pessoas têm acesso. Devido a uma umidade maior, esses caixões podem entrar em decomposição e, assim, afetar a estrutura.

A utilização de chapas de madeira compensada para execução de formas é uma prática relativamente recente. No passado, utilizavam-se guias ou tábuas de madeira natural, que são mais susceptíveis à deterioração.

#### 3.4.4.2 Estruturas Metálicas

Similarmente às estruturas de madeira, as de aço podem afetar as estruturas de concreto armado, desde que vários elementos da construção utilizam peças metálicas como: estrutura de sustentação de telhados, corrimãos, guarda corpos, esquadrias em geral, dentre outros. A diferença entre os elementos de madeira e os metálicos é a de que no segundo caso, eles são muito mais susceptíveis a processos de corrosão do que as madeiras. Portanto, seu potencial de contaminar a estrutura de concreto armado é superior.

Os chumbadores de estruturas metálicas que estão fixados na estrutura de concreto armado são fonte de contaminação. Diferentemente da armadura do concreto que está passivada dentro do concreto por um pH alto e, portanto, protegida de um processo corrosivo, os chumbadores estão expostos ao ambiente, oferecendo possibilidade maior de virem a apresentar processo de corrosão. Dessa maneira, o concreto e a armadura da estrutura poderiam ser contaminados e, assim, desencadear um processo corrosivo nas armaduras. Qualquer elemento metálico que esteja em contato com uma superfície de concreto e que não receba a manutenção adequada pode contaminar a estrutura – como os tirantes horizontais executados com perfis metálicos ou cabos de aço que podem ser conectados à estrutura de concreto, com a finalidade de dar maior rigidez a paredes opostas com grande espaçamento.

#### 3.4.4.3 Levantamento do Telhado

Neste item, são abordadas as questões referentes à sua conformação e ao seu estado de conservação. O telhado é o principal componente responsável por manter a água fora de contato com os outros elementos da edificação, inclusive a estrutura de concreto armado.

Dependendo das condições em que se encontra o telhado, pode haver maior ou menor probabilidade de a água entrar em contato com a estrutura de concreto. A análise e verificação dos elementos componentes do telhado (afora a estrutura de sustentação), por meio de um levantamento, podem indicar se há ou não a possibilidade de estar contribuindo para a entrada de água e, conseqüentemente, causar eventuais danos à estrutura de concreto armado.

O levantamento deverá se preocupar com os aspectos relacionados à sua estanqueidade ao telhado, como as condições de conservação das telhas. É preciso verificar se as telhas estão bem conectadas com a estrutura de sustentação. No caso de telhas cerâmicas, convém verificar se não estão deterioradas, se estão atadas. No caso das metálicas, verificar se não apresentam processo corrosivo, se os parafusos não apresentam sinais de desprendimento. Deve ser observado também se o telhado possui subtelhado, elemento que aumentaria substancialmente a estanqueidade do conjunto.

No caso dos elementos de arremates, é importante verificar: se as algerozas possuem comprimento adequado tanto sob as telhas, como dentro das paredes onde estão chumbadas; se as calhas estão em boas condições, se não estão corroídas e se suas dimensões estão de acordo com o volume de água a ser conduzido; se os coletores de água pluviais, que geralmente são em elementos metálicos, não estão corroídos e se seus diâmetros são compatíveis com o fluxo de água a conduzir. No caso dos rufos, observar se apresentam bom comprimento e se não estão corroídos. No caso de o telhado possuir hastes de para raios, é necessário verificar se as hastes estão firmemente conectadas no telhado e se não há possibilidade de haver vazamento no ponto de contato entre a haste e o telhado.

Portanto, são inúmeros os aspectos que podem e devem ser analisados com a finalidade de se constatar se o telhado apresenta condições de estanqueidade à água em relação à edificação como um todo.

#### 3.4.4.4 Levantamento dos Elementos de Impermeabilização

Conforme já foi visto, as impermeabilizações das edificações da primeira metade do século XX eram bastante precárias. O primeiro ponto quanto à sua precariedade é a qualidade,

porque, devido à tecnologia da época, não se dispunha de materiais e técnicas de impermeabilização de boa qualidade, o que por si só confere queda da confiabilidade do desempenho quanto à proteção da estrutura. Outro fator que está ligado à qualidade da impermeabilização é a sua reduzida vida útil, ou seja, em pouco tempo deixava de apresentar suas características de vedação. Concomitantemente a isso, aliava-se o fato de não se realizarem inspeções periódicas para avaliar o pleno funcionamento desses elementos, ou seja, falta de manutenção adequada.

Levando-se em conta esses aspectos, é importante que se realize um levantamento das condições das impermeabilizações da edificação, seja em terraços, sacadas, marquises, poços de iluminação e ventilação, banheiros, cozinha, áreas de serviço e, principalmente, reservatórios de água. Tendo em vista que ainda se está em uma etapa de verificações não destrutivas, alguns dos locais citados ainda não poderão ser verificados de modo satisfatório. Ao se estudarem conjuntamente as plantas do levantamento arquitetônico com as do estrutural e do hidráulico e observarem as áreas de banheiros, cozinhas, áreas de serviço, entre outros, procurando-se por sintomatologias no levantamento estrutural, poder-se-ão identificar problemas que podem estar relacionados com as tubulações hidráulicas ou com falhas nas impermeabilizações. Outro aspecto é a verificação do(s) reservatório(s) de abastecimento de água pela parte interna. Via de regra, eram impermeabilizados. A vistoria no interior poderá nos revelar as condições das impermeabilizações.

#### 3.4.4.5 Sistema de Drenagem

O levantamento adequado do sistema de drenagem da edificação é importante para a determinação de eventuais pontos onde pode haver falhas desse sistema e eventual contato com a estrutura de concreto armado. A umidade é um dos fatores que pré-condicionam o início de processo corrosivo nas armaduras. Portanto, se houver pontos falhos no sistema de drenagem que permitam a molhagem da estrutura, a presença de umidade frequente pode determinar as pré-condições para possível processo corrosivo.

Normalmente, o sistema de drenagem pode oferecer maior risco nos locais onde o fluxo de água pode ficar parado. Em edificações antigas que apresentem subsolos, ou níveis abaixo da cota média do logradouro, são locais onde, em primeiro lugar, deve haver um sistema de drenagem, e em segundo, onde a água pode ficar parada devido falha ou deficiência no sistema. Com isso, um levantamento minucioso das condições da drenagem da edificação, principalmente ao se acoplar o levantamento do projeto hidrossanitário, pode

fornecer subsídios valiosos sobre a possibilidade de comprometimento das armaduras da estrutura de concreto armado perante o sistema de drenagem.

#### 3.4.4.6 Levantamento das Instalações Elétricas, Telefônicas e Complementares

Via de regra, as instalações elétricas, telefônicas e complementares não criam as condições para o desenvolvimento de um processo corrosivo nas armaduras da estrutura de concreto armado. No entanto, deve-se lembrar que, da mesma forma que as instalações hidrossanitárias, eram executadas com tubulações metálicas, passíveis de corrosão. Os eletrodutos das instalações elétricas, telefônicas e complementares também eram metálicos. O fato de serem de aço esmaltado significa que os eletrodutos são passíveis de sofrer um processo de corrosão; no entanto, diferentemente das tubulações hidrossanitárias, em cujo interior passa um fluxo de efluentes com grande potencial corrosivo, nos eletrodutos isto não acontece. Dessa maneira, a predisposição de os eletrodutos sofrerem processo corrosivo é mais reduzido. Contudo, se estiverem em contato com a umidade e a estrutura de concreto armado, poderá ocorrer contaminação dos eletrodutos para a estrutura, acarretando eventual processo corrosivo.

Outro elemento a ser considerado é o estado das condições de conexão entre o para-raio e a sua base de sustentação. Diferentemente da atualidade, quando a maioria dos sistemas de proteção contra descargas atmosféricas é composta por uma Gaiola de Faraday, nas edificações antigas o sistema consistia na colocação de certo número de hastes metálicas com elemento radioativo na ponta. Essas hastes metálicas eram distribuídas ao longo das partes mais altas da edificação, a fim de promover a proteção contra descargas atmosféricas.

Como já descrito, as edificações em estilo *Art Deco*, Protomodernista e Modernista têm a característica de não possuírem telhados convencionais como elementos de cobertura, mas sim terraços. A questão a ser considerada é a maneira como as hastes metálicas dos para-raios eram fixadas, porque existe probabilidade de, nesses casos, as hastes metálicas serem conectadas diretamente nas estruturas do terraço, ou seja, na estrutura de concreto armado. Tendo em vista que as hastes metálicas ficavam diretamente sob a ação das condições climáticas, é de se pressupor que possam desenvolver processo de corrosão, podendo, assim, contaminar a estrutura de concreto armado.

#### 3.4.4.7 Instalações de Processamento de Lixo

Prática bastante comum em edificações antigas era a execução de um sistema de coleta, armazenamento e incineração do lixo produzido na própria edificação. Essa prática perdurou até o início da década de 80 do século XX, quando, por questões ambientais e sanitárias, foram proibidas por lei e as edificações que possuíam esses dispositivos foram forçadas a abandoná-los. Portanto, há número bastante considerável de edificações antigas que possuem instalações desativadas de coleta, armazenagem e incineração de lixo doméstico.

Muitas das instalações, quando da proibição do funcionamento, foram lacradas sem nenhuma preocupação com o estado em que ficariam. Na maioria das edificações, essas instalações são localizadas no subsolo, que são, via de regra, úmidos, mal cheirosos e isolados, ingredientes propícios para o abandono. Nesses locais o lixo era depositado, um local com potencial de agressividade bastante elevado. Os fornos de incineração, por sua vez, eram grandes caixas de metal onde os rejeitos eram colocados para queima. Aliada a tudo isso, tem-se, ainda, a chaminé que conduzia a fumaça da queima até o ponto mais alto da edificação para, então, liberar seus gases. As chaminés possuíam boca de forma a permitir a entrada de ar e, conseqüentemente, chuva.

Desse modo, o conjunto de ambiente bastante agressivo, com peças de metal, em um lugar possivelmente úmido (subsolo) que está conectado com o exterior e pode receber água da chuva apresenta as condições para o desencadeamento de processo corrosivo das partes metálicas dos incineradores. O fato mais agravante é que esse ambiente predisposto à corrosão está cercado pela estrutura de concreto armado da edificação, seja pela possível contaminação das fundações devido ao chorume residual dos locais de coleta e armazenagem, seja pelas peças da estrutura que estão diretamente em contato com essas áreas. Assim, em local com a existência de instalação de processamento de lixo desativada em edificação é necessário realizar levantamento minucioso.

#### 3.4.4.8 Instalações de Transporte Vertical (elevadores)

O levantamento dos elevadores da edificação é necessário devido aos inúmeros pontos de contato de estruturas metálicas dessas instalações com a estrutura de concreto armado, como longarinas, corrediças e demais elementos metálicos que estão chumbados à caixa de corrida do elevador e na casa de máquinas.



Os elementos metálicos (trilhos) são chumbados diretamente na estrutura de concreto armado (seja viga, seja cortina). Com o passar do tempo, existe a possibilidade de, devido a vários fatores, esses perfis metálicos iniciarem processo corrosivo, o que pode contaminar a estrutura de concreto armado onde estão fixados e, assim, iniciar-se processo corrosivo nas armaduras.

Outro ponto em que pode ocorrer esse tipo de contaminação é a casa de máquinas, onde vários outros elementos da maquinaria do elevador são, também, chumbados na estrutura de concreto armado, principalmente a laje. Em vista disso, deve ser realizado um levantamento minucioso da caixa de corrida do elevador e da casa de máquinas, com o objetivo de levantar, de forma precisa, as reais condições dessas áreas da estrutura de concreto armado.

### **3.5 Ensaios Não Destrutivos**

A realização de ensaios não destrutivos na estrutura de concreto armado da edificação é procedimento que visa a fornecer maiores subsídios para o entendimento das condições gerais da estrutura, levando-se em conta de que, neste momento da análise, ainda, não se executarão levantamentos que podem danificar a estrutura de concreto armado da edificação. Muitos são os ensaios não destrutivos que se podem realizar na estrutura. Estão relacionados a características da estrutura que se deseja conhecer melhor. Dessa forma, podem-se realizar ensaios não destrutivos para: determinar a resistência do concreto, para monitorar o grau de fissuração da edificação, determinar o grau de corrosão das armaduras, entre outras. Nos itens subsequentes, apresentaremos cada um dos tipos de ensaios referidos.

#### **3.5.1 Ensaios Não Destrutivos para Determinação da Resistência do Concreto**

A resistência mecânica do concreto é o melhor parâmetro para determinar outras características não só do concreto em si, mas da estrutura de concreto armado como um todo. Serão apresentados os ensaios de natureza não destrutiva mais usuais utilizados para a determinação da resistência mecânica do concreto.

##### **3.5.1.1 Avaliação da Dureza Superficial – Esclerometria**

A avaliação de dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão é prescrita

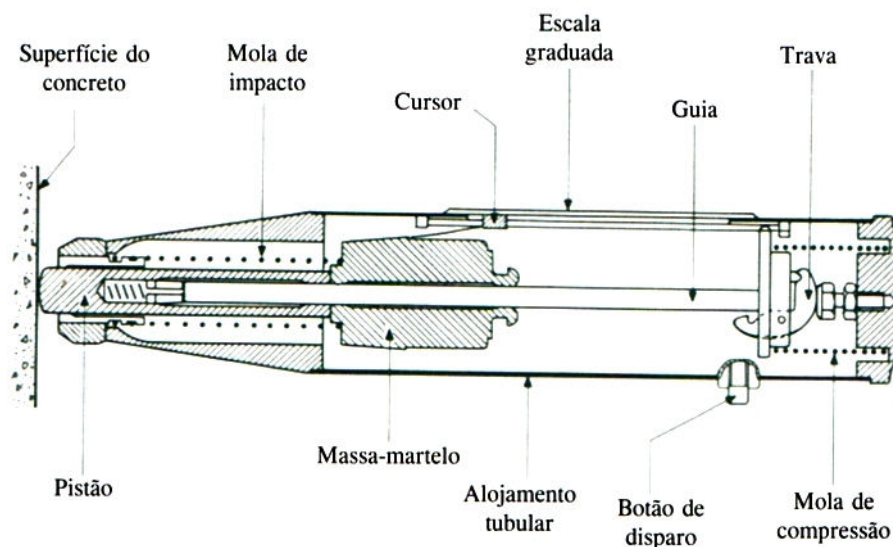
pela NBR 7584 (ABNT, 1995). Essa avaliação é aplicável na verificação da uniformidade e na estimativa da resistência à compressão do concreto.

Atualmente, o tipo de esclerômetro mais utilizado é o chamado Martelo Schmidt (Figuras 14 e 15). A figura 14 mostra a realização de um ensaio esclerométrico. A figura 15 mostra a seção longitudinal do esclerômetro tipo Schmidt. Para a avaliação da dureza superficial do concreto, o operador do aparelho exerce um esforço de compressão do pistão contra a superfície do concreto endurecido. Quando o pistão fica totalmente comprimido no interior do esclerômetro, ocorre a liberação da mola de impacto e a *massa martelo* é projetada contra a superfície do concreto (TOBIO, 1967). A energia do impacto é, em parte, conservada, propiciando, ao fim do impacto, o retorno do martelo. Esse recuo do martelo fornece um número diretamente na escala graduada no visor do aparelho, o qual é denominado de índice esclerométrico (FIGUEIREDO, 2005, p. 989).



**Figura 14.** Vista de um esclerômetro de reflexão tipo Schmidt  
(FIGUEIREDO, 2005, p. 989)

Algumas considerações devem ser observadas na análise dos resultados obtidos pela esclerometria. Em primeiro lugar, salienta-se que o ensaio permite obter informações até uma profundidade de concreto de no máximo 5 cm, de forma que fenômenos como carbonatação, a rugosidade ou a umidade na superfície podem afetar os resultados. Os resultados podem ser influenciados, ainda, pelo tipo de aparelho e pela posição de realização do ensaio. Nesse aspecto, uma escala presente no esclerômetro permite fazer as correções necessárias, desde que se conheça o ângulo que o esclerômetro forma com a horizontal no momento do ensaio (ALMEIDA, 1993). Figueiredo (2005, p. 989-990)



**Figura 15.** Seção longitudinal do esclerômetro tipo Schmidt  
(FIGUEIREDO, 2005, p. 990).

### 3.5.1.2 A Esclerometria e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

A esclerometria é um ensaio muito difundido devido à simplicidade do ensaio e à praticidade de uso do equipamento. Contudo, deve-se tomar uma série de cuidados ao utilizar-se esse equipamento com a finalidade de caracterizar concretos antigos, a saber:

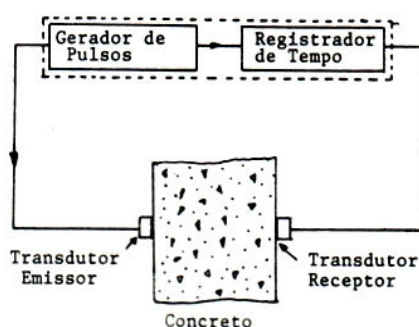
- Tendo em vista que o método se baseia na resistência superficial, tem-se de considerar que concretos antigos que podem apresentar um grau mais elevado de carbonatação de sua superfície apresentarem distorções nos resultados.
- O equipamento possui confiabilidade maior em concretos com idades de até 90 dias. O uso do esclerômetro em concretos antigos, está-se utilizando, a priori, um ensaio que não possui boa confiabilidade para concretos deste tipo. Para melhorá-la, deve-se remover a camada superficial do concreto (pelo menos 1 cm) para realização do ensaio em superfície mais interna.
- Outra questão que se coloca é a de que os fabricantes do equipamento confeccionaram as curvas e tabelas de correlação para concretos com características atuais. Entretanto, os concretos antigos possuem características diferentes, existindo possibilidade grande de as

curvas e tabelas oferecidas pelos fabricantes não estarem em conformidade com as características dos concretos antigos.

Conforme visto, o ensaio de esclerometria não deve ser utilizado de forma indiscriminada para a determinação da resistência de concretos em estruturas antigas. A variabilidade dos resultados, aliada às propriedades desses concretos que não estão retratadas nas tabelas e curvas dos fabricantes dos equipamentos, enseja que o ensaio seja focado de forma mais qualitativa do que quantitativa. A determinação de uma “faixa” de resistência é mais adequada do que a tomada de um valor como sendo o de resistência do concreto.

### 3.5.1.3 Determinação da Velocidade de Propagação de Ondas Ultra-sônicas

Os aparelhos de ‘Ultra-som’ são utilizados para a medição do tempo que uma onda mecânica com elevada frequência (acima de 20 khz) leva para atravessar a massa de concreto ensaiada (as ondas audíveis pelo ser humano possuem frequência entre 16 hz e 20 khz). O aparelho é composto por um gerador elétrico de pulsos que excita um transdutor emissor, transformando a energia elétrica em vibrações mecânicas. No momento da emissão do pulso eletrônico um contador de tempo é acionado. As vibrações percorrem o concreto em estudo e são então captadas por um transdutor receptor, que recompõe a forma inicial de energia. Neste momento o contador de tempo é desativado, registrando-se num visor digital o tempo total gasto para a onda atravessar o corpo de concreto (HELENE & REPETTE, 1989, p. 18).



**Figura 16.** Esquema de funcionamento do equipamento de ultrassom (HELENE & REPETTE, 1989, p. 18).

A velocidade de propagação é então conseguida dividindo-se o valor da distância entre os transdutores pelo tempo medido no aparelho. É comum expressar-se a velocidade de propagação em m/s ou km/s. A velocidade das ondas ultra-sônicas propagadas em concreto são afetadas, dentre outros fatores, pelas condições da superfície do concreto, pelas proporções da mistura, pelo tamanho e tipo de agregado utilizado. O ar é um péssimo condutor de ondas mecânicas (velocidade no ar 349 m/s). Tendo em vista este fator, a detecção de vazios internos, de fissuras e de falhas de adensamento do concreto pode ser feita através da medição da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas uma vez que no concreto íntegro a

velocidade é sempre superior a 2.500 m/s. Na análise de estruturas de concreto armado, a velocidade de propagação das ondas ultra-sônicas é grandemente afetada pela disposição e taxa de armadura da peça estudada, acarretando aumentos de velocidade em até 40 %, uma vez que no aço a velocidade é da ordem de 6.000 m/s (HELENE & REPETTE, 1989, p. 19).



**Figura 17.** (a) Equipamento de medição da velocidade da onda ultra-sônica e (b) Momento de realização de um ensaio (FIGUEIREDO, 2005, p. 992).

Os transdutores podem ser arranjados para que as medições se dêem de forma direta, indireta e semidireta, conforme ilustra a Figura 18. Sempre que possível, é aconselhável a transmissão de forma direta.



**Figura 18.** Demonstração dos tipos de transmissão: direta à esquerda, transmissão semidireta ao centro e transmissão indireta à direita (FIGUEIREDO, 2005, p. 993).

Conforme a NBR 8802 prescreve o método de ensaio não destrutivo para determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais por pulsos ultra-sônicos através do concreto, detectar eventuais falhas internas de concretagem, avaliar a profundidade de fissuras e outras imperfeições, avaliem o módulo de

deformação e a resistência á compressão e monitorar as variações das características do concreto ao longo do tempo, decorrentes de agressividade do meio ambiente. O Quadro 8 mostra a classificação da qualidade do concreto segundo a velocidade ultra-sônica medida (WHITEHURST, 1996). Figueiredo (2005, p. 990)

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

**Quadro 8.** Classificação da qualidade do concreto em função da velocidade de propagação da onda ultrassônica (FIGUEIREDO, 2005, p. 991).

#### 3.5.1.4 O Ensaio Ultrassônico e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

O ensaio ultrassônico é considerado um método de verificação das condições da estrutura mais completo do que o de esclerometria. A razão principal para esta constatação reside no fato de que o ensaio ultrassônico pode prever várias outras propriedades do concreto e da estrutura além da resistência à compressão do concreto, que é o escopo do ensaio de esclerometria. No que diz respeito à avaliação de estruturas de concreto armado antigas, o ensaio ultrassônico é bastante adequado, pois, além de determinar várias propriedades do concreto e da estrutura, pode fazê-lo de forma rápida e precisa. Talvez o único cuidado que se deva tomar é verificar o tipo de agregado graúdo com que foi executado o concreto antigo. No caso de agregados ditos leves (tijolos, pedra-pomes, etc.), deverão ser tomadas as devidas precauções, pois esses materiais possuem densidade diferente dos agregados normalmente utilizados. A seguir, destacam-se aspectos positivos da utilização do ensaio ultrassônico na avaliação de estruturas de concreto armado antiga:

- devido à menor taxa média de armaduras que os concretos armados antigos possuem, é menor esta influência na determinação dos resultados;
- tem vantagem significativa sobre a esclerometria, pois avalia também as condições mais internas da estrutura e não somente as condições superficiais como é o caso da primeira;
- o coeficiente de variação na casa dos 2% é o menor entre os ensaios não destrutivos, o que o caracteriza como um ensaio de boa confiabilidade;

➤ por poder detectar vazios, fissuras, falhas na estrutura, módulo de deformação e, principalmente, acompanhar a evolução das características do concreto ao longo do tempo, faz do o ensaio ultrassônico é uma ótima opção para a determinação das condições das armaduras da estrutura de concreto armado frente a um eventual processo de corrosão das armaduras.

Devido à possibilidade de caracterização de outros aspectos da estrutura, o ensaio ultrassônico coloca-se como uma boa alternativa de ensaio não destrutivo para não só determinar a resistência do concreto, como também visualizar de forma mais abrangente as condições gerais da estrutura, inclusive no que diz respeito à busca de subsídios para a determinação das condições das armaduras frente a um eventual processo corrosivo.

### 3.5.2 Ensaio Não Destrutivo para a Determinação do Nível de Fissuração

É grande a influência do nível de fissuração no ingresso de agentes agressivos ao interior da estrutura de concreto armado, diminuindo a proteção das armaduras frente a um processo corrosivo. Estudo detalhado da tipologia e desenvolvimento da fissuração em uma estrutura de concreto antiga reveste-se de importância para a avaliação das possibilidades de corrosão de suas armaduras. A inspeção tem por objetivo medir as aberturas e os comprimentos de fissuras e avaliar a sua atividade ou passividade. A identificação da atividade da fissura é fundamental para a determinação de um possível processo corrosivo nas armaduras. O Quadro 9 mostra a relação entre a agressividade do ambiente e a abertura máxima de fissuras (NBR 6118 – ABNT, 2003).

<b>Tipo de Concreto estrutural</b>	<b>Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de proteção</b>	<b>Exigências relativas à fissuração<sup>1</sup></b>	<b>Combinação de ações em serviço a utilizar</b>
Concreto Simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto Armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
	CAA II a CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	Combinação freqüente
Concreto Protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação freqüente
Concreto Protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação freqüente
Concreto Protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	ELS-D*	Combinação quase permanente
		Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D*	Combinação freqüente
As definições de ELS, ELS-F e ELS-D encontram-se no item 3.2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.			
* A Critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm (fig. 1)			

<sup>1</sup> ELS-W é o estado limite de abertura das fissuras;  
 ELS-F é o estado limite de formação de fissuras;  
 ELS-D é o estado limite de descompressão;  
 ELS-DP é o estado limite de descompressão parcial;  
 $w_k$  é a abertura máxima característica da fissura.

**Quadro 9.** Relação entre abertura máxima de fissura e agressividade ambiental  
 (FIGUEIREDO, 2005, p. 1012).

### 3.5.2.1 Fissurômetro

Conforme Figueiredo (2005, p.1013), “a abertura da fissura pode ser medida com o emprego do fissurômetro que é uma escala graduada com diversas aberturas” (Figura 19).





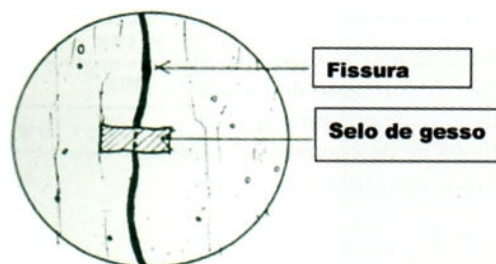
**Figura 19.** Modelo de fissurômetro (FIGUEIREDO, 2005, p. 1013).

### 3.5.2.2 O Fissurômetro e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

O fissurômetro permite uma análise quase exclusivamente qualitativa das fissuras. Mesmo assim, a análise fica circunscrita à determinação do tamanho no momento do ensaio. Sua principal função é dar uma visão global a respeito do nível de fissuração da estrutura em determinado momento. Para as estruturas de concreto armado antigas, o fissurômetro será importante justamente na definição do quadro geral de fissuração da estrutura, permitindo verificar-se se esse quadro pode ser preocupante ou não. A impossibilidade de se efetuar um acompanhamento mais preciso da evolução do nível de fissuração da estrutura é um dos aspectos que limitam os ensaios desse tipo. Uma alternativa por vezes utilizadas é a da realização desse ensaio por diversas vezes ao longo do tempo em locais pré-determinados, para então se poder ter uma noção mais precisa da evolução do quadro.

### 3.5.2.3 Selo de Gesso

Uma das formas para se verificar a movimentação de uma fissura é a utilização de um método chamado selo de gesso. Os selos de gesso possuem aproximadamente 3 mm de espessura e as dimensões de um cartão de apresentação. Esse selo é aderido às paredes laterais da fissura. Devido à baixa resistência à tração do gesso, qualquer movimentação da estrutura é suficiente para que o selo se rompa (FIGUEIREDO, 1989) Figueiredo (2005, p.1011).



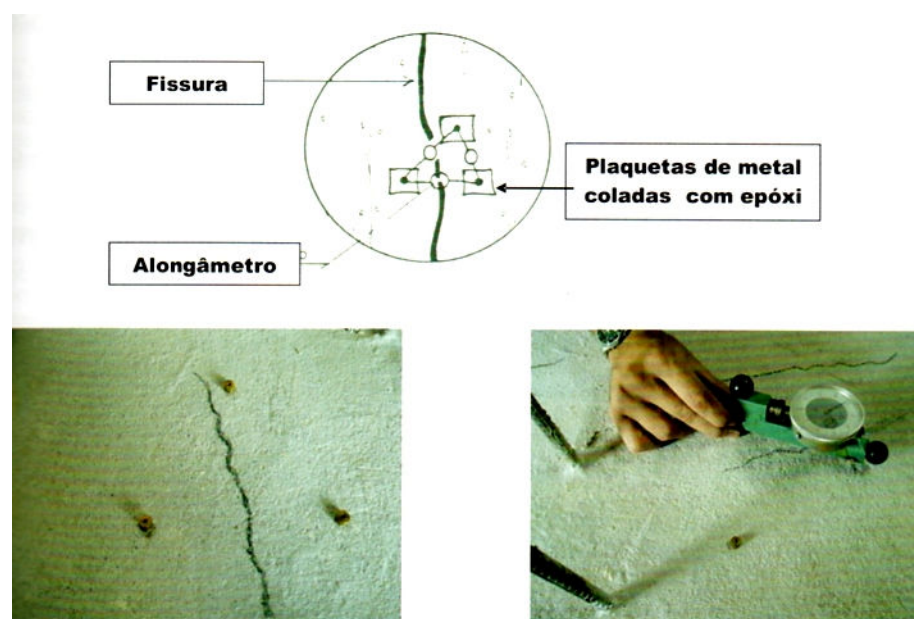
**Figura 20.** Procedimento para a determinação de movimentação da fissura pelo método do selo de gesso (FIGUEIREDO, 2005, p. 1011).

#### 3.5.2.4 O Selo de Gesso e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

O ensaio do selo de gesso é um método bastante simples de verificação da abertura de fissuras em estruturas. No que diz respeito à possibilidade de corrosão das armaduras em estruturas de concreto armado antigas, uma verificação como essa é importante quando se quer efetuar o monitoramento das fissuras ao longo do tempo de uma forma simples, barata e eficiente. O ensaio com o selo de gesso pode ser utilizado quando se têm indícios de que um eventual movimentação pode estar afetando a estrutura de forma a causar deformações não muito perceptíveis, tanto na estrutura como nas alvenarias de vedação. Assim, o ensaio se configura numa alternativa bastante adequada para um monitoramento qualitativo bem mais do quantitativo da evolução de processos de fissuração na estrutura.

#### 3.5.2.5 Alongâmetro

O alongâmetro é um procedimento que consiste em colocar três referências fixas em ambos os lados da fissura. Essas referências podem ser plaquetas de metal com uma semiesfera soldada no seu centro, onde são encaixados os extremos de um alongâmetro que identifica centésimos de milímetros de movimentação. As plaquetas são aderidas com adesivo à base epoxi. As Figuras 21 (a), (b) e (c) apresentam esse modelo (FIGUEIREDO, 1989).



**Figura 21 (a), (b) e (c).** Procedimento para a determinação de movimentação da fissura pelo método do alongômetro (FIGUEIREDO, 2005, p. 1013).

### 3.5.2.6 O Alongômetro e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

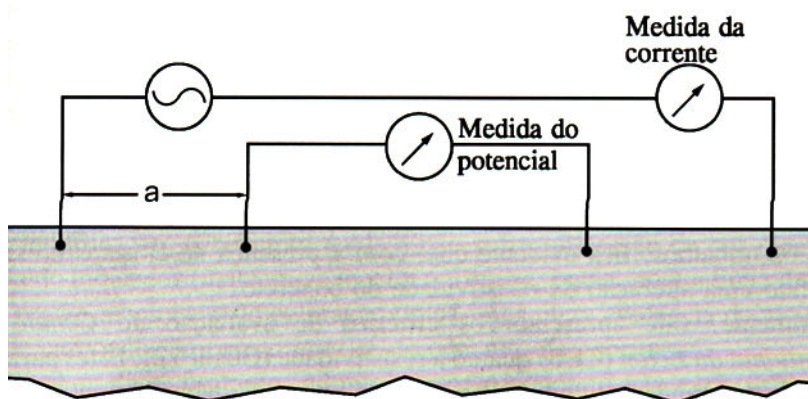
Da mesma forma que o ensaio do selo de gesso, o alongômetro é um método simples de verificação do crescimento de fissuras em estruturas de concreto. No que diz respeito à possibilidade de corrosão das armaduras em estruturas de concreto armado antigas, um ensaio como esse é importante quando se quer efetuar o monitoramento das fissuras ao longo do tempo de uma forma simples, barata e eficiente. O alongômetro pode ser utilizado quando se têm indícios de que um eventual processo corrosivo das armaduras pode estar afetando a estrutura de forma a causar deformações, assim como nas alvenarias de vedação. Diferentemente do ensaio do selo de gesso, o alongômetro é um método mais preciso, pois permite que não só se realize uma verificação qualitativa do crescimento das fissuras, como também se obtenham subsídios de ordem quantitativa.

### 3.5.3 Ensaio Não Destrutivo para Determinação do Nível de Corrosão das Armaduras

Até o momento, foram descritos procedimentos para, mesmo indiretamente, obterem-se indícios de possível corrosão das armaduras. O ensaio que será abordado neste item tem por objetivo a coleta de dados para determinar, de maneira objetiva, o nível de corrosão das armaduras.

### 3.5.3.1 Ensaio de Resistividade Elétrica

O método mais utilizado para determinação da resistividade elétrica do concreto é o dos “quatro pontos”, também denominado de método de Wenner. A técnica de resistividade é considerada totalmente não destrutiva, porque, na realidade, no ato de sua execução, apenas se encostam à superfície do concreto os quatro eletrodos, mediante o que se obtém rapidamente a medida. Há proporcionalidade entre a taxa de corrosão e a condutividade elétrica do concreto, sendo esta o inverso da resistividade. É uma técnica que pode ser considerada semiquantitativa para a avaliação da corrosão. Entretanto, as medidas de resistividade têm sido amplamente utilizadas de forma complementar à técnica de potenciais na identificação de regiões corroídas do elemento de concreto, ou seja, baixos valores de resistividade são indicativos da presença de corrosão. De acordo com a configuração mostrada na Figura 22, uma corrente elétrica é aplicada entre os eletrodos externos, e a diferença de potencial gerada entre os eletrodos internos propicia a medida da resistividade (CASCUDO, 2005, p. 1086-1087).



**Figura 22.** Configuração de quatro eletrodos para a medição da resistividade elétrica do concreto (CASCUDO, 2005, p. 1.087).

Entre os critérios de avaliação das medidas da resistividade elétrica em concreto estrutural, destaca-se os do Comitê Euro-International du Béton (CEB), com grande aceitação pelo meio técnico-científico (Quadro 10).

<b>Resistividade do Concreto</b>	<b>Indicação de Probabilidade de Corrosão</b>
> 20 kΩ.cm	desprezível
10 a 20 kΩ.cm	baixa
5 a 10 kΩ.cm	alta
< 5 kΩ.cm	muito alta

**Quadro 10.** Critérios de avaliação da resistividade elétrica do concreto de acordo com o CEB 192 (CEB, 1989) (CASCUDO, 2005, p. 1089).

### 3.5.3.2 O Ensaio de Resistividade Elétrica e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

O ensaio de resistividade elétrica é usado para aferir as condições das armaduras no interior da estrutura, onde, pela maior ou menor dificuldade da passagem de uma corrente elétrica, pode-se inferir se existe ou não a possibilidade existir processo corrosivo. Vários são os fatores que influenciam esse ensaio; no entanto, a porosidade é uma característica dos concretos antigos que mais pode influir nos resultados. A porosidade média dos concretos antigos é superior à dos concretos atuais. Essa diferença pode interferir de forma significativa nos resultados obtidos. Portanto, é relevante, ao se utilizar esse ensaio em uma estrutura de concreto armado antiga, ater-se ao fato de a influência de eventual porosidade maior vir a afetar o resultado das medições.

Outra questão é a verificação prévia de uma contaminação por cloretos. Se isso não for feito, o ensaio poderá indicar que o concreto não está sujeito a um processo corrosivo, quando na realidade está. A interpretação dos resultados, também é um fator a ser considerado. Apesar de ser considerada semiquantitativa, a técnica é na realidade mais qualitativa do que quantitativa. Em outras palavras, a técnica de resistividade elétrica pode mostrar se há ou não a possibilidade de estar ocorrendo processo corrosivo nas armaduras da estrutura, mas não é tão precisa ao ponto de indicar as características, as condições e a intensidade desse processo.

## 3.6 Laudo Preliminar das Condições da Estrutura de Concreto Armado Frente à Corrosão das Armaduras

Após a vistoria preliminar da edificação, do levantamento dimensional e da realização de ensaios não destrutivos, pode-se ter uma visão bem mais acurada das condições da

estrutura frente à possibilidade de um processo corrosivo. Até o momento, foram realizadas as análises e a coleta de dados sobre a estrutura da edificação sob a ótica de não imputar à estrutura e à edificação qualquer tipo de dano. A diretriz de não impor danos à estrutura nem à edificação, em um primeiro momento, parte do princípio de que, talvez, possa-se chegar a um diagnóstico das condições das armaduras sem uso de técnicas destrutivas. Outro fator que contribui para a realização desse tipo de análise é o cuidado em não abalar a edificação de forma desnecessária com ensaios que, muitas vezes, podem levar danos permanentes à estrutura, a qual já possui certa idade. Não seria adequado impor riscos desnecessários, que possam vir a causar perturbações maiores à sua estabilidade e integridade. Portanto, ‘recomenda-se que, sempre que possível, sejam utilizados primeiramente: levantamentos, coleta de dados e ensaios de cunho não destrutivo.

Com a vistoria preliminar, os levantamentos e os ensaios não destrutivos realizados, há condições de se ter uma visão mais ampla a respeito não só da edificação e da estrutura como um todo, mas também de suas inter-relações com um possível processo corrosivo das armaduras. Na elaboração deste Laudo Preliminar, serão descritos as vistorias realizadas e os levantamentos efetuados, bem como apresentados os dados dos ensaios não destrutivos. Geralmente com esses procedimentos, é possível ter-se visão bastante clara da ocorrência ou não de processo corrosivo na estrutura de concreto armado, além de se poder verificar sua intensidade e extensão e levantar os aspectos que causaram o desencadeamento do processo.

O Laudo Preliminar deverá, primeiramente, analisar os dados coletados e, caso preciso, encaminhar as demais medidas necessárias para complementar os dados levantados. A complementação dos dados coletados sobre a estrutura deve ser obtida por meio de procedimentos destrutivos. A análise dos dados coletados na fase não destrutiva é importante, porque permite obterem-se elementos possíveis a fim de se minimizar os processos destrutivos. Deve ser realizada análise meticulosa dos procedimentos destrutivos de tal forma a escolher o menor número possível deles e efetuar a escolha daqueles que poderão causar menos danos à estrutura. A seguir, serão apresentados os tópicos mais importantes que devem fazer parte de um Laudo Preliminar.

### 3.6.1 Introdução

Na introdução, deverão ser abordados os aspectos gerais da edificação, bem como da estrutura de concreto armado que a compõe. Também devem-se abordar questões referentes a tipologia da estrutura, estilo da edificação, idade do prédio, estado de conservação, utilização

da edificação (se comercial, residencial, industrial, outras ou mista), enfim, informações introdutórias a seu respeito.

### 3.6.2 Levantamento Preliminar

Deverão ser mostrados os aspectos da edificação que foram observados (primeiras impressões), sem, no entanto, realizar qualquer juízo de valor sobre as informações obtidas. Deverão ser constatados: o tipo de construção do seu sistema estrutural; o tipo de fundação executada (se possível); os materiais predominantes; a existência de algumas patologias, o estado de conservação do reboco e da pintura; a presença na estrutura de furos passantes, ninhos de concretagem, fissuras, deformações, flechas; a ocorrência de visível processo de corrosão da armadura; a coleta de amostras de algum material da estrutura; a existência de atuação de sobrecarga, entre outros aspectos que podem ser observados. Convém destacar, se possível, as condições em que se encontram o sistema de drenagem, as instalações hidráulicas, sanitárias, elétricas, telefônicas e complementares, de processamento de lixo, elevadores, sistema de climatização, reservatórios, além do estado das impermeabilizações e de outros detalhes construtivos pertinentes.

Deverão ser abordados todos os aspectos que foram alvos de análise durante o levantamento preliminar e que, de alguma forma, estão relacionados direta e/ou indiretamente com a presença de possível processo corrosivo nas armaduras da estrutura. Devem ser destacados os aspectos que maior relevância apresentaram no levantamento e que podem contribuir para o desenvolvimento de um possível processo de corrosão nas armaduras.

### 3.6.3 Levantamentos Dimensionais

Deverão ser enumerados os levantamentos dimensionais realizados: arquitetônico, estrutural, hidrossanitário, estruturas de madeira e metálicas, do telhado, das impermeabilizações, do sistema de drenagem e de outros sistemas da edificação. Os desenhos dos levantamentos dimensionais deverão fazer parte do laudo preliminar, colocados no laudo como anexos. Além dos levantamentos dimensionais, poderá ser realizada análise de suas inter-relações com eventuais processos corrosivos das armaduras.

### 3.6.4 Ensaio Não Destrutivo Realizados

Neste item, serão relacionados os ensaios não destrutivos que foram realizados na estrutura, bem como a motivação para a sua determinação e escolha. Deverá ser apresentada, de forma sucinta, a metodologia de realização de cada ensaio, concomitantemente com a apresentação e análise dos resultados obtidos, bem como as primeiras considerações sobre eles.

### 3.6.5 Análise Preliminar

Neste tópico, deverá ser realizada a inter-relação dos resultados obtidos nos ensaios não destrutivos com os demais procedimentos realizados. Deverá ser efetuada análise dos dados obtidos com o intuito de verificar a possibilidade de prognóstico conclusivo a respeito da presença ou não de um processo corrosivo nas armaduras da estrutura. Se constatada a probabilidade de que não há processo corrosivo nas armaduras, ou se há possibilidade de ocorrência do referido processo, embora não se necessite de mais dados a seu respeito, o laudo preliminar passará a ser definitivo. Caso se constatem indícios de processo corrosivo das armaduras, não existindo dados suficientes para prognóstico adequado, deverão ser apontados os demais procedimentos que deverão ser realizados a fim de se obterem as informações necessárias para elaboração do laudo definitivo.

## 3.7 Levantamento Dimensional Destrutivo

O levantamento dimensional destrutivo é a complementação dos dados faltantes do primeiro levantamento que não puderam ser obtidos devido à diretriz de não realizar na estrutura ou edificação processos que possam causar dano. Mediante as prescrições do Laudo Preliminar, realizar-se-á nova coleta de dados naqueles levantamentos em que há a necessidade de complementação de informações para melhor entendimento da situação global tanto da edificação, como da estrutura de concreto armado. Nos itens subsequentes, serão apresentados os procedimentos destrutivos que podem vir a complementar as informações já coletadas.

### 3.7.1 Levantamento Aquitetônico Destrutivo

Aspectos como a determinação da espessura de paredes, da composição dos elementos de pisos cerâmicos, de contrapiso, entre outros, são elementos que podem ser determinados



com processo destrutivo para constarem do laudo. Qualquer elemento arquitetônico que não possa ser levantado por processo não destrutivo e que pode ter alguma influência em fatores que contribuam para um processo corrosivo das armaduras pode ser determinado com maior precisão. Como precede os demais, o levantamento arquitetônico deve ser realizado da maneira mais minuciosa possível, em vista da sua importância no contexto geral dos demais levantamentos que serão realizados na edificação. Apesar de não ensejar em si mesmo a indicação de possível processo corrosivo das armaduras, ou de sua localização, bem como suas causas, o levantamento arquitetônico deve ser realizado com cuidado e precisão, a fim de garantir essas mesmas características aos demais levantamentos.

### 3.7.2 Levantamento Estrutural Destrutivo (planta de formas e armaduras)

O levantamento estrutural destrutivo consiste em remover-se a camada de cobrimento de áreas de peças da estrutura e espessura de lajes, ou a extração de testemunhos, com a finalidade de realizar verificações no próprio local de análise. Nas áreas onde há possibilidade de processo corrosivo, sem evidências visíveis, o levantamento estrutural destrutivo deve ser utilizado. Devido a certo grau de dano à estrutura, os locais deverão ser cuidadosamente escolhidos, de forma que não se afete a estrutura de modo contundente. Nesse caso, por precaução, na região do ensaio, a estrutura deve ser escorada.

Deve-se levar em conta a complementaridade das observações, ou seja, para que várias observações possam ser realizadas por ocasião de uma inspeção a dada peça estrutural, deve-se verificar a espessura do cobrimento, o estado de conservação das armaduras e suas bitolas, os espaçamentos entre as barras, o espaçamento médio entre estribos, a profundidade de carbonatação e demais informações que puderem ser obtidas no local.

O levantamento destrutivo da estrutura é o procedimento que mais informações pode fornecer para a análise de provável ocorrência de processo corrosivo nas armaduras. É também o que possui maior potencial de causar danos à estrutura. Por isso, deve ser realizada minuciosa escolha dos pontos a serem observados para não sejam efetuadas aberturas desnecessárias. Como relação dos fatores intervenientes na corrosão das armaduras, podem-se destacar os seguintes elementos que são passíveis de verificação nesta etapa, a saber:

- as características do aço, como: bitola, resistência mecânica e tipo do aço (liso ou rugoso);
- os tipos de agregado graúdo: seixo rolado, pedra britada, tijolo, pedra-pomes, barro, argila xistosa e argila betuminosa;
- a espessura das lajes e demais peças estruturais;

- o espaçamento entre as barras de distribuição das lajes;
- o espaçamento entre estribos de vigas e pilares;
- o espaçamento entre as armaduras longitudinais das vigas e pilares;
- a utilização de tarugos de madeira como espaçadores;
- a utilização das alvenarias de vedação como formas para a estrutura de concreto armado;
- as condições das impermeabilizações;
- o contato da estrutura de concreto armado com tubulações metálicas, especialmente as de esgoto.

Outras questões poderão ser elucidadas e são passíveis de verificação, a saber:

- fissuras no concreto paralelas às armaduras que estão em processo de corrosão;
- fragmentação e destacamento do cobrimento;
- lascamento do concreto em estágios avançados;
- apresentação de produtos que se avolumam radialmente às barras, sob a forma de “crostas de ferrugem”, ou mesmo apresentam perda acentuada de seção, em geral mostrando rugosidade superficial excessiva das barras;
- comprometimento da aderência aço-concreto;
- flambagem de armaduras longitudinais de pilares pelo decréscimo na seção de concreto e pela perda do monolitismo estrutural dado pela aderência aço-concreto ou corrosão dos estribos, em peças onde há lascamento do concreto e exposição das barras;
- manchas “ferruginosas”, caso esse concreto apresente-se úmido o suficiente para dissolver os produtos de corrosão e fazê-los percolar pela rede porosa até eflorescer na superfície (em geral, concretos contaminados por cloretos são mais úmidos do que aqueles simplesmente carbonatados, dada a higroscopicidade desses íons);
- natureza e morfologia do ataque identificadas por intermédio de análise visual cuidadosa da superfície do aço – se for por cloretos, há geralmente a presença de pites de corrosão na superfície; se houver apenas carbonatação, a corrosão dá-se de forma mais homogênea (corrosão generalizada).

Também deverão ser realizadas novas observações de elementos já analisados por ocasião do levantamento de formas, tais como: eventuais patologias, furos passantes, ninhos de concretagem, fissuras, deformações e flechas. Todos esses elementos que foram coletados de forma não tão conexa por ocasião do levantamento das plantas de formas podem ser agregados para esclarecer as condições efetivas do estado das armaduras frente às reais condições em que se encontram.

Também poderão ser analisados novamente os quesitos relacionados à verificação de prumo e excentricidade da estrutura de concreto armado que já haviam sido iniciados por ocasião do primeiro levantamento da estrutura. Devido, portanto, à grande quantidade de informações colhidas, há possibilidade de se elaborarem plantas exclusivas para cada manifestação, como, por exemplo, as plantas de ninhos de concretagem, fissuras, deformações, flechas, desaprumos e excentricidades e as de sintomatologia de corrosão das armaduras. Assim, o levantamento completo da estrutura da edificação poderá fornecer parcela significativa de informações necessárias para o diagnóstico final das condições das armaduras frente a um processo corrosivo.

### 3.7.3 Levantamento Hidrossanitário Destrutivo

Muitos dos elementos necessários para o entendimento das condições das instalações hidrossanitárias e sua inter-relação com um eventual processo corrosivo das armaduras não podem ser claramente determinados devido às limitações não destrutivas dos levantamentos iniciais. Nessa nova fase dos levantamentos, em que há a possibilidade de se efetuarem esses procedimentos, alguns elementos poderão ser melhor elucidados, dando ao levantamento hidrossanitário destrutivo os subsídios necessários para o entendimento das suas influências em eventuais processos de corrosão a que possam estar submetidas as armaduras da estrutura. Os principais locais que podem ser avaliados por esse processo são:

- lajes rebaixadas;
- ramais de descida junto a pilares;
- ramais de descida de esgoto pluvial junto à impermeabilizações de terraços e coberturas;
- ramais de saída enterrados no solo junto às fundações.

### 3.7.4 Levantamento Destrutivo dos Demais Aspectos da Edificação

Os elementos que não foram passíveis de observação por ocasião do levantamento não destrutivo e que apresentaram condições que propiciem o desenvolvimento de processos de degradação nas armaduras deverão ser investigados por meio do levantamento destrutivo. Os principais sistemas que podem ser avaliados são:

- estruturas de madeira;

- estruturas metálicas;
- elementos de impermeabilização;
- sistema de drenagem;
- instalações elétricas, telefônicas e complementares;
- instalações de processamento de lixo;
- instalações de transporte vertical (elevadores).

### **3.8 Ensaios Destrutivos**

Os ensaios destrutivos são procedimentos que fornecem mais subsídios para o entendimento das condições gerais da estrutura, porque trabalham com a possibilidade de se efetuarem ações que possam analisar a estrutura de forma mais direta. Vários são os ensaios destrutivos que podem ser realizados em estruturas de concreto armado com a finalidade de determinar se há processo corrosivo nas armaduras em curso. Tais ensaios estão relacionados a várias características da estrutura, como a resistência do concreto, as características e o estado de conservação do aço, a determinação do grau de corrosão das armaduras, a identificação dos agentes iniciadores da corrosão, entre outras. Nos itens subsequentes, serão apresentados os ensaios.

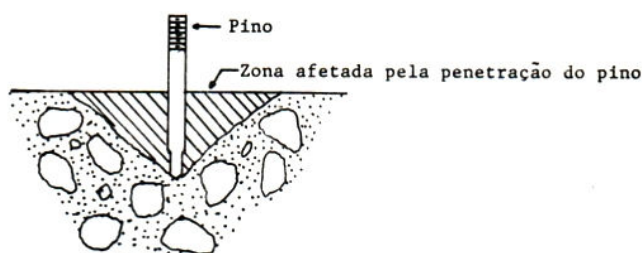
#### **3.8.1 Ensaios Destrutivos para a Determinação da Resistência do Concreto**

A resistência mecânica do concreto é um ótimo parâmetro que pode determinar outras características não só do concreto em si, mas também da estrutura de concreto armado como um todo, indicando, de forma indireta, potenciais condições que venham a propiciar o desenvolvimento de processos corrosivos nas armaduras. Assim será apresentado os ensaios de natureza destrutiva mais usualmente utilizados para a determinação da resistência mecânica do concreto.

##### **3.8.1.1 Resistência do Concreto à Penetração de Pinos**

Segundo Helene e Repette (1989), o ensaio baseia-se em medir a profundidade que um pino de aço com características padronizadas consegue penetrar no concreto após lançado com uma determinada energia cinética. O equipamento utilizado consiste em uma pistola cartucho de disparo e pino metálico. Há a provável formação de um cone, como mostra a

Figura 23, o qual é responsável pela absorção da maior parte da energia cinética. A fratura atravessa a matriz de argamassa e o agregado graúdo. Por essa razão, a natureza do agregado afeta consideravelmente o resultado.



**Figura 23.** Penetração de Pinos (HELENE & REPETTE, 1989, p. 15).

### 3.8.1.2 Resistência do Concreto à Penetração de Pinos e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

O ensaio de resistência do concreto à penetração de pinos é relativamente fácil de executar e tem um custo reduzido. Esse ensaio pode ser considerado de melhor confiabilidade nos resultados do que o de esclerometria, uma vez que não está sujeito à influência das condições da superfície do concreto, como, por exemplo, a carbonatação. Da mesma forma, o ensaio de resistência do concreto à penetração de pinos possui um coeficiente de variação que corresponde a cerca da metade do coeficiente do ensaio de esclerometria, o que, na comparação direta entre ambos, é uma vantagem. No entanto, existem alguns fatores relacionados com concretos antigos que não fornecem a esse ensaio uma boa confiabilidade nos resultados. Os fatores estão listados a seguir.

- O tipo de agregado pode influenciar o ensaio. Considerando que os concretos antigos foram executados com uma gama bastante ampla de agregados que vão desde tijolos até pedra-pomes, se não forem tomadas as precauções necessárias para a correta verificação do tipo de agregado graúdo utilizado em cada concreto em particular, poderá ter-se dispersão elevada dos resultados.
- Outra questão são curvas e tabelas de calibragem do equipamento. Os concretos antigos

possuem uma série de características peculiares que, normalmente, não são encontradas nos concretos atuais. Dessa forma, pode-se imaginar que as curvas e tabelas de calibragem possam não estar ajustadas às particularidades dos concretos antigos e, dessa forma, introduzir no ensaio resultados não confiáveis.

Pelas razões expostas acima, sugere-se que o ensaio de resistência do concreto à penetração de pinos seja utilizado para a verificação de concretos antigos apenas para se verificarem as resistências relativas em concretos de uma mesma estrutura (avaliação da homogeneidade do concreto).

### 3.8.1.3 Extração de Testemunhos de Concreto

Dentre os recursos disponíveis para a determinação da resistência do concreto em estruturas existentes, a extração de testemunhos cilíndricos é o que apresenta maior confiabilidade, tendo em vista a semelhança com o ensaio adotado como referência para a resistência à compressão do concreto efetuado em corpos-de-prova padronizados, de forma cilíndrica, com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm.

Deve-se salientar que as resistências obtidas dos corpos-de-prova moldados, curados e rompidos de forma padrão, servindo como referência para o cálculo estrutural, são admitidos como valores potenciais, geralmente superiores às resistências efetivas (reais) do concreto nas estruturas. Da mesma forma, as resistências obtidas dos testemunhos de concreto extraídos da estrutura são, em geral, inferiores às resistências de corpo-de-prova de controle, porque os primeiros foram submetidos a condições diferentes da padronizada, transporte, lançamento, adensamento e cura, além dos efeitos deletérios da própria operação de extração.

O testemunho guarda uma correlação grande com o concreto da estrutura em estudo, maior que a obtida com o corpo-de-prova padrão (de controle). Deve-se garantir que os testemunhos extraídos representem todo o concreto em estudo. Por outro lado, deve-se levar em conta que o ensaio é destrutivo e de custo elevado. Na definição dos lotes de amostragem, devem-se considerar as particularidades das edificações antigas: o processo de execução da estrutura, o tipo de concreto, dentre outras. Os lotes devem ser separados considerando-se os componentes estruturais, tais como: lajes, vigas, pilares e paredes cortina. Deve-se dar maior atenção ao componente estrutural que represente melhor a estrutura analisada, ou a locais da estrutura em que haja indícios de que possa ocorrer processo corrosivo das armaduras.

As recomendações constantes do item 3.2 da NBR 7680 – *Extração, Preparo e*

*Ruptura de Testemunho de Concreto* não se aplicam sempre, podendo o lote ser definido com critérios mais condizentes ao propósito do estudo.

O número de exemplares que deve compor uma amostra é variável segundo as diversas fontes que se considerem, estando relacionado ao critério de estimativa da resistência característica à compressão do concreto. Ou seja, não se pode analisar o critério de amostragem independentemente do estimador utilizado e do critério de aceitação adotado, pois todos estão estreitamente ligados. Apresentam-se, a seguir, algumas recomendações sobre o número de testemunhos por lote (HELENE & REPETTE, 1989):

- segundo a NBR 6118 – mínimo de seis testemunhos de cada lote ou região;
- segundo o ACI Committee 437 – para cada componente de vão  $\leq 8$  m e/ou áreas  $\leq 58$  m<sup>2</sup> devem ser retirados no mínimo dois testemunhos;
- segundo o ACI Commttee 318 – mínimo de três testemunhos de cada lote ou região;
- a extração deve ser realizada em concretos que tenham resistência superior a 5 MPa e o diâmetro o testemunho possuir pelo menos 3 vezes o diâmetro máximo do agregado graúdo.

Para a extração dos testemunhos de concreto, utiliza-se máquina perfuratriz movida a motor elétrico ou a combustão, provida de broca com coroa diamantada, sendo o corte refrigerado à água. Sempre que possível, deve-se optar por extratora provida de motor elétrico, por ser mais fácil de transportar, por produzir menos vibração e não produzir gases tóxicos (Figura 24) (HELENE & REPETTE, 1989, p. 12).



**Figura 24.** Extração do testemunho da estrutura (FIGUEIREDO, 2005, p. 994).

Ainda sobre o assunto, Helene & Repette (1989, p.12) mencionam: “além da resistência do concreto, podem-se utilizar os testemunhos extraídos da estrutura para ensaios

que visem determinar outras características do material: permeabilidade, absorção capilar, reconstituição de traço, resistividade elétrica, módulo de deformação e outras”.

#### 3.8.1.4 A Extração de Testemunhos de Concreto e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

A extração de testemunhos de concreto com a finalidade de se caracterizar uma estrutura antiga é um método que apresenta boa confiabilidade nos seus resultados, além de possibilitar a determinação de outras propriedades do concreto. Portanto, é um método que possui um adequado desempenho do ponto de vista tanto qualitativo como quantitativo. Não obstante essas qualidades, a extração de testemunhos de concreto apresenta inconvenientes, quais sejam:

- é um método destrutivo, pois retira da estrutura porções de material – no caso de estruturas de concreto armado antigas com problemas de estabilidade, esse ensaio pode ser um método não recomendável, ou deve ser realizado com cautela, com escoramento prévio da região a ser ensaiada;
- o alto custo desse tipo de ensaio limita a sua utilização;
- resistência de 5 MPa ou menos não consiste em fato incomum em estruturas antigas, especialmente quando se trabalha com concretos executados com agregados graúdos leves – por isso, deve-se ter cuidado ao se utilizar esse procedimento em estruturas de concreto armado antigas;
- a determinação que o diâmetro do testemunho deverá ser no mínimo três vezes maior que a maior dimensão do agregado graúdo, o que pode dificultar o procedimento, tendo em vista que era comum a utilização de agregados graúdos com até 100 mm. Com essa dimensão máxima de agregado graúdo, os testemunhos deveriam ter dimensões de 30 cm de diâmetro por 60 cm de comprimento, dimensões difíceis de serem alcançadas por peças estruturais daquela época, sem se levar em conta o dano potencial à estrutura devido à retirada de testemunhos dessa magnitude.

Avaliando-se todas as considerações, a utilização desse tipo de procedimento deverá estar restrito a casos especiais e particulares, especialmente no que se refere às dimensões mínimas das peças estruturais, a fim de não se desrespeitarem as correlações entre tamanho máximo do agregado e diâmetro mínimo do testemunho.



### 3.8.1.5 Reconstituição do Traço do Concreto

A reconstituição do traço do concreto possibilita informações importantes para a análise da estrutura acabada, do ponto de vista da durabilidade da estrutura e da avaliação da homogeneidade do concreto. Deve-se dar atenção à amostragem do ensaio de reconstituição de traços, já que, dentre os ensaios destrutivos, é um dos que demanda maior custo. Para a definição da amostragem, deve-se fazer uso de todas as informações disponíveis.

Após a definição das regiões de ensaio, deve-se fazer a coleta de aproximadamente 1 kg de concreto retirado de uma mesma região. Nos casos em que há extração de testemunhos, é preferível utilizar o corpo-de-prova já rompido para a execução do ensaio de reconstituição de traço, por representar uma porção interna do concreto.

Segundo Helene & Repette (1989), existem vários métodos de reconstituição de traço, os quais, geralmente, baseiam-se na determinação de um constituinte do concreto que seja proveniente apenas do agregado ou apenas do cimento. Em função do teor desse constituinte no concreto, estima-se o teor de agregado ou cimento nele presente. Adota-se como adequado às reconstituições de traço o método do IPT, já que é um método consagrado e conhecido pelos laboratórios nacionais. Apesar do alto custo, os resultados da reconstituição do traço podem ser de grande ajuda na avaliação de estruturas antigas.

### 3.8.1.6 A Reconstituição do Traço do Concreto e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

A reconstituição de traço é um procedimento adequado para a determinação das características dos concretos antigos. O único senão é o seu custo, que se encontra entre os mais altos no que diz respeito a ensaios destrutivos. É um ensaio que possibilita a determinação de diversas características do concreto, como: a composição granulométrica tanto do agregado graúdo como miúdo, o teor de cimento, o provável tipo de cimento, a composição do cimento (em alguns casos), a relação a/c, entre outras. Dependendo das adições minerais e dos seus teores, também é possível a sua determinação, o que, em certos casos, é relevante para o entendimento das características do concreto antigo na estrutura e o seu comportamento frente aos agentes de carga e ambientais.

## 3.8.2 Ensaio Destrutivo para a Determinação das Características e Condições das Armaduras

Sendo o objetivo principal deste trabalho a proposição de metodologia para determinação das condições das armaduras da estrutura de concreto armado frente a eventual processo corrosivo, os ensaios que determinam as características e condições do aço das armaduras são importantes para o diagnóstico correto do estado dessas armaduras. Nos itens subsequentes, serão apresentados os ensaios que mostram as condições das armaduras.

### 3.8.2.1 Armadura – extração de testemunho de aço

Para a determinação da classe e categoria dos aços no concreto armado da estrutura em análise, procede-se a ensaios de tração e dobramento de testemunhos de aço extraídos da estrutura. Na extração dos testemunhos, deve-se ter os seguintes cuidados (Helene & Repette, 1989):

- liberar a barra, retirando-se o cobrimento e a parte do concreto que a envolve, não se comprometendo a estabilidade da estrutura;
- tentar extrair a barra sem que sejam cortados os estribos da peça estrutural;
- evitar danos à barra de aço quando da sua extração (comumente pode haver o ferimento da barra pela ação de ponteiros usados na remoção do concreto);
- cortar a barra nas extremidades da amostra, com o uso de maçarico, sendo desprezados em torno de 5 cm de cada extremidade da amostra, evitando-se, assim, influências nos resultados devido à exposição a altas temperaturas.

Na definição dos lotes de amostragem, pode-se optar por separações por pavimentos e/ou peças estruturais. Se comparadas com os concretos comumente executados, as produções das barras de aço são feitas com muito maior controle e sob condições mais favoráveis de fabricação, eliminando-se variáveis que poderiam afetar consideravelmente a sua resistência. Por essa razão, o número de amostras por lote pode ser menor, se comparado com o concreto. Como referência, pode-se assumir que, num mesmo lote, para cada 6 (seis) testemunhos de concreto são suficientes 2 (dois) testemunhos de aço. Na amostragem, é importante que a definição das amostras seja feita individualmente para cada bitola, categoria e classe do aço encontrada na estrutura. O método de ensaio e o cálculo das resistências características são normalizados no Brasil pela NBR 6152 – *Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos – Método de Ensaio* e pela NBR 6153 – *Determinação da Capacidade de Dobramento de Produtos Metálicos – Método de Ensaio* (HELENE &

REPETTE, 1989, p. 45).

### 3.8.2.2 A Extração de Testemunho de Aço e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

A extração de testemunho de aço em estruturas de concreto armado antigas é um ensaio que possui características de facilidade de execução e baixo custo relativo. A extração do testemunho visa à determinação das características do aço quanto à sua resistência à compressão e tração, bem como às suas propriedades em relação ao dobramento. No que se refere a aços antigos, deve-se levar em conta suas características peculiares, como: patamar de escoamento (aço tipo doce) diferente dos aços atuais; textura superficial da barra (às vezes lisas, às vezes rugosa em diferentes formatos); resistências (inferiores às dos aços atuais) que variavam desde 130 até 180 MPa. É importante a determinação precisa dessas características por ocasião do ensaio, a fim de que este possa refletir com precisão todos os aspectos do testemunho ensaiado.

Outro tipo de ensaio que pode ser realizado é a determinação das condições físico-químicas do testemunho em relação ao grau de corrosão, bem como outras características de composição da barra. Dessa forma, a extração de testemunho de aço é um procedimento adequado, seja pela confiabilidade dos resultados, seja pela praticidade de execução.

### 3.8.3 Ensaio Destrutivo para a Determinação do Grau de Corrosão das Armaduras

Tendo em vista a necessidade da determinação das condições das armaduras perante eventual processo corrosivo, objetivo principal deste trabalho, é necessária a realização de ensaios que determinem as condições das armaduras frente à corrosão. Nos itens subsequentes, serão apresentados ensaios que possam avaliar as condições das armaduras.

#### 3.8.3.1 A Técnica de Potencial 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 passivante 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.

Esse ensaio é realizado conforme a norma ASTM C869 (ASTM, 1999) e se destina a concretos atuais, os quais podem apresentar eletropositividade do concreto acima de valores considerados como corretos. Tendo em vista que as características dos concretos antigos são distintas das dos concretos atuais, esse ensaio pode fornecer resultados distorcidos em função de sua maior porosidade, razão pela qual deve ser preterido em relação a ensaios mais precisos.

#### 3.8.4 Ensaios Destrutivos de Identificação dos Agentes Iniciadores da Corrosão

Nos itens anteriores, foram apresentados métodos destrutivos ou não que podem determinar se a armadura está em processo de corrosão e o seu grau de intensidade. Entretanto, deve-se saber, também, qual é a origem da corrosão, pois, para um processo corrosivo iniciar-se, é necessário que ocorram pré-condições, como ataque de cloretos e/ou uma frente de carbonatação. Quando um desses dois fenômenos acontece separadamente ou em conjunto, poderá ocorrer um processo corrosivo nas armaduras.

Nos itens seguintes, serão apresentados e comentados, à luz da corrosão das armaduras em estruturas de concreto armado antigas, os ensaios destrutivos que podem determinar o agente iniciador da corrosão – se por frente de carbonatação e/ou ataque de cloretos.

##### 3.8.4.1 Ensaio de Avaliação da Frente de Carbonatação no Concreto

Em geral, a frente de carbonatação do concreto é medida pelo emprego de indicadores como fenolftaleína e a timolftaleína, borrifados em perfis do concreto de cobrimento. Esses indicadores são substâncias químicas que, em contato com a solução alcalina do concreto, rica em hidróxido de cálcio, adquirem colorações típicas a partir de uma determinada faixa de pH da solução. A fenolftaleína adquire coloração vermelha carmim com pHs iguais ou superiores a uma faixa entre 8,0 e 9,8, aproximadamente. Abaixo dessas faixas de pHs de modificação, o concreto tende a não sofrer alteração de cor quando da aspersão do indicador (mantém-se incolor). Tem-se, então, com a linha divisória entre a região incolor e a de coloração típica, uma clara evidência do avanço da frente de carbonatação para o interior do concreto de cobrimento. Admite-se que o concreto não está carbonatado quando, ao se aspergir o

indicador, ele adquirir em sua superfície a coloração típica; caso fique incolor, assume-se que o concreto está carbonatado (CASCUDO, 2005, p. 1089).

A Figura 25 ilustra um perfil do concreto de cobrimento borrifado com soluções de fenolftaleína e timolftaleína (CASCUDO, 2005, p. 1089).



**Figura 25.** Análise da Carbonatação do Concreto por meio do Emprego dos Indicadores Timolftaleína (azul) e Fenolftaleína (vermelho carmim), em que se vê, na Parte do Concreto de Cobrimento, uma Frente de Carbonatação Incipiente na Região de Aspersão da Timolftaleína (CASCUDO, 2005, p.1090).

#### 3.8.4.2 O Ensaio de Avaliação da Frente de Carbonatação no Concreto e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

Foram abordados anteriormente os cuidados que deveriam ser observados nos ensaios para se determinar o grau de corrosão das armaduras (principalmente os eletroquímicos) em concretos antigos. A ênfase dada relacionou-se a algumas características diferentes entre os concretos antigos e os atuais, as quais poderiam afetar o resultado dos ensaios.

No que diz respeito à avaliação de frentes de carbonatação em estruturas de concreto armado antigas, não há esse tipo de preocupação. É um ensaio que pode ser aplicado para se verificar o grau de contaminação de frente de carbonatação em estrutura de concreto armado antiga. A efetividade desse ensaio reside no fato de se poder constatar a ocorrência do fenômeno da carbonatação e a profundidade que ela já penetrou na estrutura.

Muitos podem ser os fatores que favorecem ou não o aparecimento de uma frente de carbonatação em concretos antigos e atuais. Mas a partir do momento em que se inicia o ataque de uma frente de carbonatação, não importa mais quais foram as pré-condições que facilitaram o seu aparecimento.

Observação importante é a espessura do cobrimento nas estruturas de concreto armado antigas, por vezes reduzida, podendo, em certos casos, chegar a menos de 1 cm. Assim, deve-se ter cuidado por ocasião da verificação de uma frente de carbonatação em uma estrutura antiga que tenha uma pequena espessura de cobrimento, porque, provavelmente, estará totalmente carbonatada.

#### 3.8.4.3 Extração das Amostras na Estrutura e Determinação dos Teores de Cl –

O modo mais prático para a extração da amostra é na forma de pó, mediante furadeira, porque evita problemas com o corte do concreto por meio de dispositivos de corte diamantados, que geralmente empregam água para refrigeração (a água pode solubilizar os sais presentes e lixiviar soluções do concreto, alterando, assim, as concentrações de cloretos). Além disso, a extração por furadeira permite facilmente uma análise dos teores em profundidades preestabelecidas, possibilitando traçarem-se perfis de concentração dos cloretos ao longo da profundidade de cobrimento. Furadeira profissional dotada de coletor de pó é, em princípio, o equipamento mais adequado para se promover a extração de amostras de concreto, tendo em vista a sua maior velocidade na execução do serviço e a forma “automática” de armazenamento do pó extraído (o coletor de pó acoplado à furadeira já armazena diretamente a maior parte do pó produzido na extração). Contudo, na impossibilidade de uso desse tipo de equipamento, fragmentos de concreto podem ser extraídos da estrutura mediante talhadeira e marreta, uma forma também adequada de extração de amostra, porém com comprometimento da análise estratificada dos teores de cloreto ao longo do perfil de cobrimento (CASCUDO, 2005).

#### 3.8.4.4 Extração das Amostras na Estrutura e Determinação dos Teores de Cl– e as Estruturas de Concreto Armado Antigas

O ensaio para extração das amostras na estrutura pode ser aplicado para se verificar o grau de contaminação de um ataque de cloretos em uma estrutura de concreto armado antiga. Sua efetividade reside na possibilidade de se constatar a ocorrência do fenômeno do ataque de cloretos e a profundidade de penetração na estrutura.

Muitos podem ser os fatores que favorecem ou não o aparecimento de um ataque de cloretos em concretos antigos e atuais. Mas a partir do momento em que se inicia um ataque de cloretos, não importa mais quais foram as pré-condições que facilitaram o seu

aparecimento. O estudo dos fatores que propiciaram o aparecimento de um ataque de cloretos é importante por ocasião da escolha da terapêutica de reabilitação da estrutura. O que interessa não são os fatores que contribuíram para o aparecimento, mas sim se ele está ou não está presente na estrutura. Nesse quesito, concretos antigos e atuais possuem o mesmo comportamento. Desta maneira, esse ensaio é adequado para determinar a presença ou não de um ataque de cloretos em uma estrutura de concreto armado antiga.

### **3.9 Análise dos Ensaios Destrutivos e Não Destrutivos Mais Adequados às Estruturas de Concreto Armado Antigas**

Anteriormente, foi apresentada uma série de ensaios que visam determinar, de modo abrangente, as condições gerais de uma estrutura de concreto armado no que diz respeito à possibilidade de ocorrência de processo corrosivo nas armaduras. Os ensaios destrutivos ou não destrutivos podem determinar algumas propriedades que se relacionam direta ou indiretamente com um eventual processo corrosivo das armaduras, tais como: resistência do concreto, grau de fissuração, grau de corrosão das armaduras, características e estado de conservação do aço, identificação dos agentes iniciadores da corrosão, entre outras.

Neste item, procura-se analisar de forma conjunta e sistêmica todos esses ensaios, levando-se em conta a confiabilidade dos resultados e, principalmente, a sua complementaridade, com o objetivo de melhor aproveitar suas potencialidades. Para tanto, será evocada, novamente, uma edificação fictícia para melhor contextualizar a indicação de cada ensaio. Relembremos as características gerais da edificação: um prédio possivelmente da década de 40 do século passado, em estrutura de concreto armado onde não é possível saber-se se as alvenarias são de vedação ou não; a edificação se apresenta razoavelmente conservada, não há sinais exteriores de um processo corrosivo nas armaduras; pode-se notar algum grau de fissuração não muito acentuado, disperso por toda a edificação; o estilo da edificação é *Art Deco*, cuja cobertura é um terraço.

Nos próximos itens, serão apresentados os ensaios mais adequados a fim de se determinarem as condições gerais da edificação que podem estar relacionadas com um eventual processo corrosivo das armaduras.

#### **3.9.1 Ensaios Destrutivos ou Não que Determinam a Resistência à Compressão do Concreto**

Várias vezes foi abordado, no transcorrer deste trabalho, que a resistência à compressão do concreto não é uma propriedade relacionada exclusivamente com a capacidade do material em suportar esforços mecânicos, mas é um indicador de outras propriedades importantes do concreto, tais como: porosidade, permeabilidade, compacidade, entre outras. Essas três propriedades do concreto estão intimamente ligadas com a sua durabilidade. Elas influem na maior ou menor facilidade do desenvolvimento de processo corrosivo nas armaduras, pois quanto maior for a porosidade e a permeabilidade e quanto menor a compacidade, com mais facilidade os agentes agressivos penetrarão no interior do concreto e, assim, poderão desencadear de forma mais rápida o início de um processo corrosivo nas armaduras. Assim, ao estimar-se a resistência à compressão do concreto em uma estrutura antiga, colhem-se elementos importantes para analisar-se a maior ou menor vulnerabilidade do concreto ao ingresso de agentes agressivos em seu interior. Os ensaios que podem estimar a resistência à compressão em estruturas antigas, já apresentados, são os seguintes:

- ensaio de esclerometria;
- ensaio ultrasônico;
- ensaio de resistência do concreto à penetração de pinos;
- ensaio de extração de testemunhos do concreto;
- ensaio de reconstituição do traço do concreto.

Os ensaios de esclerometria e de resistência do concreto à penetração de pinos possuem uma série de similaridades, pois a avaliação da resistência do concreto se dá a partir de procedimentos físicos na superfície da peça estrutural a ser ensaiada. A maioria desses ensaios possui uma confiabilidade maior em concretos em idades iniciais, algo em torno de 100 dias, sendo este fator quase que determinante para o descarte destes métodos na avaliação da resistência de concretos antigos. Uma outra questão que se constata é a das curvas e tabelas de calibragem dos ensaios, que foram confeccionadas com base em concretos atuais, e que possuem, características diferenciadas em relação aos concretos antigos. Desta maneira, os ensaios relacionados possuem confiabilidade adequada quanto aos seus resultados para serem utilizados na determinação da resistência à compressão de concreto antigos. No entanto, servem para dar idéia da homogeneidade do concreto ou avaliação relativa entre diferentes segmentos da estrutura.

O ensaio da reconstituição de traço e de extração de testemunhos são dois ensaios confiáveis quando se trata de estimar a resistência do concreto à compressão em uma



estrutura. O ponto negativo é que ambos os ensaios são caros, limitando, de certa forma, sua utilização corrente. No caso da extração de testemunhos, há ainda a questão do abalo da estrutura, que, em se tratando de edificações antigas, é um fator a se ponderar na realização desse tipo de ensaio devido à esbelteza de algumas peças estruturais. Esses dois ensaios são confiáveis; no entanto, a sua aplicabilidade fica restrita à disponibilidade financeira e/ou dimensional.

O ensaio ultrassônico também apresenta boa confiabilidade no que diz respeito à precisão dos seus resultados. Não é um ensaio muito caro, estando dentro de uma faixa intermediária entre a esclerometria e a extração de testemunhos. Tem a vantagem de poder determinar não só a resistência à compressão do concreto, mas também outras características, como: vazios, fissuras, falhas na estrutura, módulo de deformação. É possível efetuar-se o acompanhamento da evolução das características do concreto ao longo do tempo.

A questão que se coloca é: qual o melhor ensaio para se determinar a resistência à compressão do concreto? A resposta pode ser a seguinte: depende das condições de disponibilidade financeira para a realização do(s) ensaio(s). No caso de não se possuir uma disponibilidade de recursos adequada para a realização do(s) ensaio(s), a melhor opção será a esclerometria. Apesar de não possuir uma boa confiabilidade nos resultados, é o ensaio, dentre os mais econômicos, que pode apresentar a melhor relação custo/benefício. O cuidado especial a ser observado é escolha cuidadosa das curvas ou tabelas de correlação, a fim de se determinar a mais adequada para as características do concreto antigo que está sob investigação.

No caso de se dispor de um orçamento maior para a realização do(s) ensaio(s), pode-se optar ou pelo ensaio ultrassônico, ou pelo ensaio de extração de testemunhos, com os devidos cuidados. Ambos são bastante adequados para a determinação da resistência à compressão do concreto e podem fornecer bons resultados para determinação de outras propriedades. Portanto, sua escolha dependerá das condições financeiras para a sua realização, bem como das particularidades da estrutura de concreto armado antiga. O ensaio ultrassônico, apesar de não ser tão confiável, é o que apresenta a melhor relação custo-benefício, pois pode fornecer uma gama bastante grande de dados sobre a estrutura e possibilita monitoramento da estrutura ao longo do tempo. Esse ensaio, realizado em conjunto com a esclerometria, pode dirimir dúvidas ou complementar informações sobre dadas regiões da estruturas.

Assim, os seguintes ensaios podem ser elencados para a determinação da resistência à compressão do concreto: esclerometria para o caso de pouca disponibilidade financeira e o

ensaio ultrassônico para o caso de uma maior disponibilidade financeira, ou, ainda, ambos quando se deseja maior complementaridade de informações.

### 3.9.2 Ensaios Destrutivos ou Não que Determinam o Grau de Fissuração da Edificação

Um dos modos mais diretos de agentes agressivos chegarem ao interior da estrutura de concreto armado é através das fissuras. Elas também podem indicar deformações que estão ocorrendo na estrutura devido à perda da capacidade portante em consequência de processo corrosivo. Por esses motivos, a análise das fissuras são elementos importantes para o entendimento dos mecanismos que podem vir a propiciar o desenvolvimento de processos corrosivos nas armaduras. Assim, a inspeção tem por objetivo medir as aberturas e os seus comprimentos e avaliar a sua atividade ou passividade. A identificação da atividade de uma fissura é importante para a avaliação da ocorrência de processo corrosivo. Assim, ao monitorarem-se as fissuras de uma edificação antiga, colhem-se elementos para analisar-se a vulnerabilidade do concreto ao ingresso de agentes agressivos em seu interior. Os ensaios que podem monitorar as fissuras em edificações antigas, já apresentados, são os seguintes:

- selo de gesso;
- alongâmetro;
- fissurômetro.

O selo de gesso é um ensaio que mede de forma qualitativa o desenvolvimento de fissuras em uma edificação. Sua grande vantagem é a economia e praticidade do ensaio. Já o alongâmetro é um ensaio que mede de forma qualitativa e quantitativa o desenvolvimento de fissuras, possuindo a vantagem de ser mais preciso que os demais; no entanto, seu custo é superior. O fissurômetro é o ensaio mais simples entre os disponíveis, pois dá somente uma visão quantitativa a respeito da abertura da fissura no momento do ensaio.

No que diz respeito à confiabilidade dos resultados, o alongâmetro é o que melhor pode monitorar a evolução das fissuras, seguido pelo selo de gesso e fissurômetro. Quanto à escolha daquele que pode ser mais adequado para a edificação virtual, novamente, a variável da disponibilidade financeira para a realização do(s) ensaio(s) é o parâmetro balizador da sua escolha. No caso de a disponibilidade financeira ser reduzida, a melhor opção é pelo uso do fissurômetro, que, apesar de ser mais adequado para a determinação de fissuras do ponto de vista quantitativo em determinado momento, ao se efetuarem medições sequenciais no tempo

em fissuras preestabelecidas, obtêm-se resultados satisfatórios. Já no caso de a disponibilidade financeira não ser o fator de escolha, a melhor opção é pelo uso do alongômetro, devido à confiabilidade dos resultados.

### 3.9.3 Ensaio Destrutivos ou Não que Determinam o Grau de Corrosão das Armaduras

A escolha do ensaio que poderá determinar a presença ou não da corrosão, bem como o grau em que ela se apresenta, é importante para uma análise adequada. Devem-se considerar o grau de confiabilidade desse tipo de ensaio e a sua relevância no encaminhamento das soluções que porventura forem necessárias para a avaliação final da estrutura em análise. Os ensaios descritos que podem determinar o grau de corrosão das armaduras são os seguintes:

- ensaio de resistividade elétrica;
- ensaio de potenciais de corrosão.

Ambos possuem limitações quanto à confiabilidade dos resultados no que se refere a concretos antigos. O ensaio de resistividade elétrica possui a limitação da porosidade mais elevada, o que é comum em concretos antigos, podendo interferir na confiabilidade dos resultados. Ainda nesse ensaio, eventual processo de ataque de cloretos pode distorcer os resultados, podendo indicar que não há processo corrosivo em curso, quando pode existir realmente.

O ensaio de potenciais de corrosão possui a mesma limitação do ensaio anterior. Concomitante à questão da porosidade, tem-se também o aspecto da espessura do revestimento que pode afetar a confiabilidade dos resultados. Por fim, tem-se a questão da calibragem das curvas e/ou tabelas, que são os meios pelos quais são transpostas as leituras do equipamento para o valor final da propriedade que se deseja medir.

Assim, ao se analisarem os dois ensaios que podem medir o grau de corrosão nas armaduras, observa-se que ambos possuem deficiências equivalentes e que a escolha de um ou de outro deve ser feita analisando-se cada caso, em particular, do que em vez de se partir de uma diretriz geral que pode ser determinada *a priori*. Assim, não será realizada sugestão sobre a escolha de um ou de outro.

### 3.9.4 Ensaio Destrutivo de Extração de Testemunho de Aço

A extração de testemunhos de aço para a determinação de sua condição, no que se refere à possibilidade de sua corrosão, é um processo de fácil execução e de custo relativamente baixo. Esse processo acaba sendo importante para determinar mais seus parâmetros de desempenho do que a presença de um processo corrosivo propriamente dito. Ao se remover o revestimento do concreto para se ter acesso à barra de aço, pode-se constatar de antemão seu estado frente à corrosão; logo, a extração do testemunho apresenta importância para determinar propriedades como a resistência mecânica, limite de escoamento, módulo de deformação, etc. Essas informações referem-se mais ao desempenho mecânico do que à determinação de estado de conservação propriamente dito, e a visualização direta da barra informa, previamente, sobre seu estado frente à corrosão.

Essas informações podem ser muito úteis por ocasião de se determinarem os parâmetros de cálculo para verificação da estrutura, tendo em vista as limitações que um processo corrosivo pode vir a impor à sua utilização, em função da perda de seção transversal da armadura. Dessa forma, o ensaio de extração de testemunho é um procedimento a ser efetuado não só pela necessidade de se conhecerem as condições da barra quanto a um processo corrosivo, como também possibilitar a verificação da estabilidade da estrutura como um todo.

Sugere-se que a extração de testemunhos de aço da estrutura será necessária somente se for verificada estado corrosivo na armadura que pode acarretar perda de capacidade portante e/ou um aumento das solicitações devido a uma mudança de uso, situações em que é necessário o conhecimento dos parâmetros do aço.

### 3.9.5 Ensaio de Identificação de Agentes Iniciadores da Corrosão

Para que se possa avaliar a corrosão em estruturas de concreto armado por meio de ensaios *in situ*, não só se deve constatar se há um processo corrosivo em curso, como também identificar os agentes desencadeadores da corrosão. É importante realizar os procedimentos de análise da estrutura para avaliar quais são os agentes. Com essa finalidade foram apresentados os seguintes ensaios:

- avaliação da frente de carbonatação;
- avaliação da presença de cloretos por método colorimétrico;
- extração das amostras de concreto e determinação dos teores de Cl<sup>-</sup>.

O ensaio de avaliação da frente de carbonatação é um procedimento rápido, prático e eficiente, pois não necessita de grandes aparatos para sua realização. Não há restrição para sua aplicação em concretos antigos, desde que o ensaio possua a mesma confiabilidade para concretos novos e antigos. Deve-se avaliar com cuidado a verificação da espessura da camada de cobertura e a existência de cloretos.

O ensaio de avaliação da presença de cloretos por método colorimétrico, apesar de ser similar ao de avaliação da frente de carbonatação, não possui o mesmo grau de confiabilidade que o anterior, pois seus resultados podem ser distorcidos, caso o concreto em estudo possuir adição de sais em sua massa. A adição de sais nos concretos antigos era uma prática comum. O ensaio de extração das amostras de concreto e determinação dos teores de  $\text{Cl}^-$  é um procedimento rápido, prático e eficiente, pois não necessita de grandes aparatos para sua realização. Praticamente não há contra-indicação para a sua aplicação em concretos antigos, desde que o ensaio possua a mesma confiabilidade para concretos novos e antigos.

Com respeito à questão de custos, o ensaio de avaliação da frente de carbonatação e o da presença de cloretos pelo método colorimétrico possuem uma equivalência e não se configuram em ensaios de alto custo financeiro. Já o ensaio de extração das amostras da estrutura e determinação dos teores de  $\text{Cl}^-$  apresenta custo um pouco mais elevado do que os dois anteriores, mas, mesmo assim, dentro de um limite razoável.

Quanto à conveniência dos ensaios para estruturas de concreto armado antigas, não há a certeza de que a estrutura esteja contaminada ou não por sais. Os melhores ensaios para identificar a presença de agentes iniciadores da corrosão (frente de carbonatação e ataque de cloretos) são o ensaio de avaliação da frente de carbonatação (no caso da verificação quanto à carbonatação) e o ensaio de extração das amostras na estrutura e determinação dos teores de  $\text{Cl}^-$  (no caso de ataque de cloretos).

## **CAPÍTULO 4**

### **LAUDO TÉCNICO E PROPOSTA DE METODOLOGIA**

#### **4.1 Laudo Final das Condições da Estrutura de Concreto Armado Frente à Corrosão das Armaduras**

Após a Vistoria Preliminar da edificação, dos levantamentos dimensionais e da realização dos ensaios destrutivos e não destrutivos, é possível ter-se uma visão mais acurada das condições da estrutura de concreto armado frente a um processo corrosivo, quando comparado aos subsídios que se tinham da estrutura por ocasião do Laudo Preliminar. Até agora foram realizadas as análises e coleta de dados sobre a estrutura sob as óticas destrutiva e não destrutiva. Apesar da realização de ensaios destrutivos, deve-se ter o cuidado de coletar dados referentes à estrutura e à edificação, de modo que esta não sofra danos maiores e irreversíveis. A diretriz de não impor danos à estrutura ou edificação, em um primeiro momento, parte do princípio de que se deve chegar a um diagnóstico das condições das armaduras sem submeter a estrutura a danos. No entanto, nem sempre isto é possível. De qualquer modo, os procedimentos não destrutivos permitem coleta de dados que minimizam a necessidade de grandes intervenções destrutivas.

Com a vistoria preliminar, os levantamentos e os ensaios destrutivos ou não realizados permitem visão ampla da edificação e estrutura como um todo, bem como de suas inter-relações com processos corrosivos. Na elaboração do Laudo Final, são descritos as vistorias e os levantamentos efetuados com apresentação dos dados dos ensaios destrutivos e não destrutivos. Com esses procedimentos, é possível vislumbrar se o processo corrosivo está ou não acontecendo na estrutura, sua intensidade e extensão. Também é possível levantar os aspectos que vieram a causar o desencadeamento do processo.

Deve-se levar em conta não apenas se a estrutura apresenta ou não processo corrosivo, como também qual a sua extensão, intensidade e grau de comprometimento, bem como as causas que o desencadearam. Dessa forma, o Laudo passa a ser o documento que reúne todas as informações levantadas a respeito da edificação e da estrutura referentes a possível processo corrosivo. Na eventualidade de se constatar que não há ocorrência desse processo, o Laudo Final é o documento conclusivo da análise, desde que conclua pela não existência, sob a ótica dos dados levantados, de ocorrência de processo corrosivo, por meio das evidências constatadas.

Por outro lado, se for constatado que há corrosão em andamento, serão necessários, ainda, alguns passos. A partir do Laudo Final, deve-se efetuar o diagnóstico geral, que consiste no levantamento dos agentes da corrosão que propiciaram o surgimento da frente de carbonatação e o ataque de cloretos. Também é necessária a determinação da terapêutica, que poderá ser desde o uso de métodos de controle da corrosão até a realização de reforço na estrutura. Portanto, o Laudo Final é peça fundamental para a continuidade (ou não) dos trabalhos e é dele que partirão o embasamento do diagnóstico geral e a terapêutica do problema abordado. A seguir, são apresentados os tópicos mais importantes que devem fazer parte de um Laudo Final.

#### 4.1.1 Introdução do Laudo

Na introdução, deverão ser abordados os aspectos gerais da edificação que já foram mencionados no Laudo Preliminar. Também deve ser apresentada a descrição sucinta dos demais procedimentos que foram realizados em complementação aos já efetuados. As questões referentes à tipologia da estrutura, ao estilo da edificação, à idade do prédio, ao estado de conservação, à utilização da edificação (se comercial, residencial, industrial, outras ou mista), enfim, informações introdutórias a respeito da edificação e da estrutura de concreto armado que a compõe, deverão ser complementadas à luz das novas informações obtidas.

#### 4.1.2 Complementação do Levantamento Preliminar

Neste item, deverão ser mostrados os novos aspectos da edificação que foram observados e a visão geral desses aspectos. Deve-se constatar: o tipo de construção do seu sistema estrutural; o tipo de fundação existente; os materiais predominantes na edificação; a existência de patologias; o estado de conservação do reboco e da pintura; a presença na estrutura de furos passantes, ninhos de concretagem, fissuras, deformações, flechas; a ocorrência de processo corrosivo; a demonstração da coleta de amostras da estrutura, entre outros. Devem ser destacadas as condições em que se encontram: o sistema de drenagem, as instalações hidráulicas, as instalações sanitárias, as instalações elétricas, telefônicas e complementares, as instalações de processamento de lixo, os elevadores, o sistema de climatização, os reservatórios, o estado das impermeabilizações, entre outros.

Neste item, portanto, deverão ser abordados todos os aspectos que foram alvo de análise durante o levantamento para o Laudo Final e que estão relacionados direta e/ou

indiretamente com o processo corrosivo nas armaduras. Ou seja, deverão ser complementadas todas as informações contidas do primeiro Laudo e retiradas as suposições que porventura tenham sido propostas, tendo em vista que, na confecção deste laudo, as colocações têm caráter conclusivo.

#### 4.1.3 Descrição dos Levantamentos Dimensionais Destrutivos

Devem ser descritos os levantamentos dimensionais destrutivos que foram realizados: arquitetônico, estrutural, hidrossanitário, das estruturas de madeira, das estruturas metálicas, do telhado, das impermeabilizações, do sistema de drenagem e de outros aspectos da edificação. Os levantamentos dimensionais destrutivos realizados deverão fazer parte do Laudo Final e deverão ser anexados ao seu corpo como anexos. Também deverá ser realizada análise de cada levantamento com vistas às suas inter-relações com o processo corrosivo das armaduras.

#### 4.1.4 Descrição dos Ensaios Destrutivos Realizados

Neste item, serão relacionados os ensaios destrutivos que foram realizados na estrutura e a motivação para a sua escolha. Deverá ser apresentada, de forma sucinta, a metodologia de cada um, com a apresentação e análise dos resultados obtidos, bem como as conclusões encontradas.

#### 4.1.5 Conclusões

Neste item, deverá ser realizada a inter-relação dos resultados obtidos nos ensaios destrutivos e não destrutivos com os demais procedimentos realizados até então, como a complementação da vistoria preliminar e os levantamentos dimensionais. Deverá ser efetuada análise dos dados obtidos com o intuito de se determinar um prognóstico conclusivo a respeito da presença ou não de um processo corrosivo nas armaduras. No caso de se confirmar a presença do processo corrosivo, deverão ser dadas as diretrizes para que se possa iniciar o diagnóstico, bem como a terapêutica das patologias, conforme apresentado no tópico anterior. Na verdade, o Laudo Final é o marco que delimita a constatação da presença ou não de processo corrosivo nas armaduras. No caso de não se confirmar a corrosão, o laudo final



encerrará a questão. Já no caso de se constatar que há processo corrosivo, o Laudo Final será a diretriz que embasará as medidas de reabilitação da estrutura.

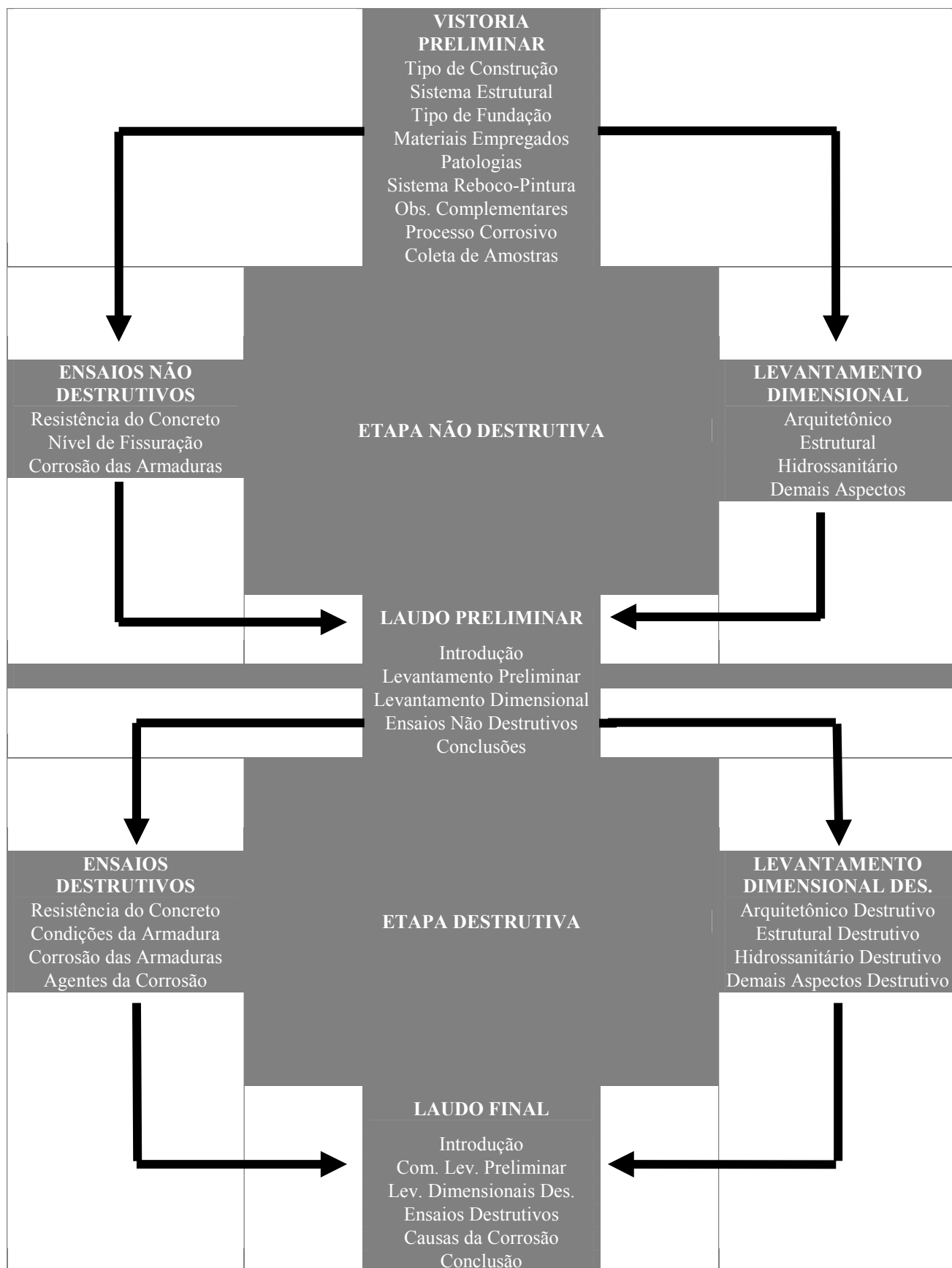
#### **4.2 Proposta de Metodologia**

Partindo-se da premissa de que um dos principais objetivos deste trabalho é o da proposição de uma metodologia de detecção para a corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, a seguir será apresentada a descrição esquemática desta proposta, com base no trabalho apresentado.

Como primeiro passo, temos a vistoria preliminar, que se constitui de informações acerca do tipo de construção, do sistema estrutural, do tipo de fundação, dos materiais empregados, das patologias encontradas, dos processos corrosivos encontrados e da coleta de amostras.

Desse primeiro passo derivam-se dois outros: a aplicação de ensaios não destrutivos (resistência do concreto, nível de fissuração e corrosão das armaduras) e os levantamentos dimensionais não invasivos (arquitetônico, estrutural, hidrossanitário, entre outros). De posse dos dados obtidos nos ensaios e levantamentos dimensionais não destrutivos, é possível a elaboração do laudo preliminar, que será composto de: introdução, levantamento preliminar, levantamento dimensional, ensaios não destrutivos e conclusão. Conforme os resultados obtidos, o laudo preliminar poderá transformar-se em laudo definitivo, caso os elementos colhidos sejam suficientes para o diagnóstico da presença ou não de corrosão das armaduras na estrutura de concreto armado.

No caso de não ser conclusivo, o laudo preliminar servirá de base para os dois passos subsequentes: ensaios destrutivos (resistência do concreto, condições da armadura, corrosão das armaduras e agentes da corrosão) e levantamentos dimensionais destrutivos (arquitetônico, estrutural, hidrossanitário e demais aspectos). Da mesma forma que o laudo preliminar, os dois passos citados anteriormente servirão de subsídios para a elaboração do laudo final, que será composto de: introdução, complementação dos levantamentos preliminares, levantamentos dimensionais destrutivos, ensaios destrutivos, causas da corrosão e conclusões. De posse das conclusões do laudo final, poder-se-á iniciar o projeto de recuperação da estrutura de concreto armado daquele período.



**Figura 26.** Proposta de Metodologia para Detecção da Corrosão das Armaduras nas Estruturas de Concreto Armado da primeira Metade do Século XX.

## 5 CONCLUSÕES

Apresentaram-se, neste trabalho, as principais características dos concretos antigos, com a finalidade de mostrar vários aspectos que diferenciam os concretos e as edificações antigas das atuais. Apesar de não ser o objetivo primeiro deste trabalho, o entendimento das diferenças entre o que era concebido e executado no passado quando comparado com que é realizado hoje é importante, porque somente ao se compreenderem essas diferenças podem-se entender na plenitude os mecanismos de corrosão nas estruturas de concreto armado do passado.

O entendimento dos processos de corrosão das armaduras passa por cenário abrangente que contempla, não apenas os agentes por si só (carbonatação e cloretos), mas, fundamentalmente, as propriedades da estrutura como um todo. As considerações anteriores referentes à compreensão de que as estruturas antigas não podem e não devem ser comparadas de forma direta com as atuais são fundamentais. O pleno entendimento e conhecimento dessas diferenças é a chave para entender-se o processo de corrosão de forma correta; caso contrário, levar-se-á em conta cenário que na realidade não existe. A consciência de que, apesar de terem sido construídas em significativo intervalo de tempo, as estruturas de concreto não são, necessariamente, iguais é significativa para o sucesso da avaliação da estrutura como um todo.

A análise de uma estrutura de concreto armado antiga com vistas à corrosão das armaduras, na grande maioria das vezes, pode ser considerada um trabalho de “arqueologia”, pois é preciso levar em conta uma realidade que hoje não é familiar e que já há algum tempo foi abandonada. E mais do que isso: na grande maioria das vezes, comporta-se no sentido contrário ao que é considerado correto na atualidade.

Portanto, muito mais do que estudar os mecanismos de corrosão nas estruturas de concreto armado antigas, primeiramente, tem-se que estudar suas características, para, depois, iniciar o processo de análise do processo corrosivo em si. Outro aspecto importante são riscos que algumas estruturas antigas correm devido às práticas construtivas daquela época, pois se, na atualidade, com todos os avanços na tecnologia do concreto, ainda, há problemas com a corrosão das armaduras, o que se pode dizer de uma época em que esta mesma tecnologia estava apenas iniciando? Assim, se na atualidade tem-se preocupação com o fenômeno da corrosão das armaduras, muito mais será preciso ter ao deparar-se com uma estrutura de concreto armado antiga.

Além das características dessas estruturas, é preciso levar em conta certos aspectos peculiares das edificações da primeira metade do século XX, tais como: tubulações de água e esgoto em materiais metálicos (susceptíveis à corrosão), larga utilização de terraços como cobertura com uma pequena espessura de laje e cobrimento aliada a uma impermeabilização precária, pouco resistente e durável. Assim, o quadro fica ainda mais delicado, pois a preocupação não é apenas com as estruturas de concreto armado em si, mas também com a edificação como um todo, que pode contribuir de forma mais contundente para o início e o desenvolvimento de um processo corrosivo.

Dessa forma, este trabalho procurou mostrar as principais características das estruturas daquela época e suas inter-relações com a instalação e o desenvolvimento de um processo corrosivo em suas armaduras, levando em conta os demais aspectos que podem interferir nesse processo, como as características da edificação, entre outros.

Ao final do trabalho, foi proposta metodologia de análise das estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, com vistas à detecção de processos corrosivos, baseada nas peculiaridades tanto da estrutura de concreto armado, como da edificação. Constitui-se em atitude errônea a análise de estruturas de concreto armado daquela época como se contemporâneas fossem. Com isso, o desenvolvimento de uma metodologia própria que leve em conta as peculiaridades e discrepâncias dessas estruturas constitui-se na chave do sucesso para determinar se um processo corrosivo está ou não em desenvolvimento nas armaduras da estrutura.

Finalizando, ressalta-se a importância do conhecimento das propriedades fundamentais do concreto (resistência, porosidade, permeabilidade, fator a/c, retração) para o entendimento das características próprias das estruturas de concreto armado antigas e seus reflexos em processos corrosivos.

Dessa forma, pode-se dizer que o presente trabalho constitui-se em uma porta de entrada no que se refere ao estudo da corrosão nas estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, tendo em vista os inúmeros fatores intervenientes no processo. O assunto abordado no presente trabalho não constitui finalidade em si mesmo; fazem-se necessário estudos mais aprofundados sobre técnicas de reparo de estruturas antigas de concreto atacadas por corrosão.

Assim sendo algumas sugestões podem ser feitas para aqueles profissionais que tiverem pela frente a análise de estruturas de concreto armado da primeira metade do século XX, tais como:

- Esclerometria para o caso de pouca disponibilidade financeira e o ensaio ultra-sônico para o caso de uma maior disponibilidade financeira, ou ainda, ambos quando se deseja maior complementaridade de informações;
- No caso da disponibilidade financeira ser reduzida, a melhor opção é pelo uso do fissurômetro;
- Já no caso da disponibilidade financeira não ser o fator de escolha, a melhor opção é pelo uso a alogâmetro, que devido à confiabilidade dos resultados é a melhor opção;
- Sugere-se que a extração de testemunhos de aço da estrutura será necessária somente se for verificado estado corrosivo na armadura o que pode acarretar perda de capacidade portante e/ou um aumento das solicitações devido a uma mudança de uso;
- Quanto à conveniência dos ensaios para estruturas de concreto armado antigas os melhores ensaios para identificar a presença de agentes iniciadores da corrosão (frente de carbonatação e ataque de cloretos), são o ensaio de avaliação da frente de carbonatação (no caso da verificação quanto à carbonatação) e o ensaio de extração das amostras na estrutura e determinação dos teores de Cl<sup>-</sup> (no caso de ataque de cloretos).

## REFERÊNCIAS

ABNT. **Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras Para Concreto Armado (NBR 7480)**. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

\_\_\_\_\_. **Cimento Portland Comum – Especificação (NBR 5732)**. Rio de Janeiro; ABNT, 1991.

\_\_\_\_\_. **Concreto Endurecido – Avaliação da Dureza Superficial Pelo Esclerômetro de Reflexão – Método de Ensaio (NBR 7584)**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

\_\_\_\_\_. **Concreto Endurecido – Determinação da Velocidade de propagação da Onda Ultra-Sônica – Método de Ensaio (NBR 8802)**. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

\_\_\_\_\_. **Extração, Preparo, Ensaio e Análise de Testemunhos de estruturas de Concreto – Procedimento (NBR 7680)**. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

\_\_\_\_\_. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento (NBR 6118)**. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ACI-COMMITTEE 222. **Corrosion of Metals in Concrete**. ACI 222R-85. American Concrete Institute Journal, Proc. 82(1), 1985, p. 3-32.

ALMEIDA, I. R. **Emprego do Esclerômetro e o Ultra-Som Para Efeito de Avaliação Qualitativa dos Concretos de Alto Desempenho**. Niterói: UFF, 1993. Tese Apresentada como Requisito Parcial de Concurso Público – Magistério Superior em Materiais de Construção, Universidade Federal Fluminense, 1993. 124 p.

ANDRADE, C. & PAGE, C. L. **Pore Solution Chemistry and Corrosion in Hydrated Cement Systems Containing Chloride Salts; A Study os Cation Specific Effects**. British Corrosion Journal. v. 21, n. 1, p. 49-53, 1986.

ANDRADE, T. **Tópicos Sobre Durabilidade do Concreto**. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

ANDRADE, T & COSTA e SILVA, A. J. **Patologia das Estruturas**. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

BACELLAR, R. H. **Formulário Técnico**. Porto Alegre: Globo, 1947.

BAKKER, R. F. M. **Initiation Period: Corrosion of Steel in Concrete; State of the Art Report**. Cap. 3, In: Schiessl, P. (Ed.). RILEM TC 60-CSC. Chapman & Hall, 1988, p. 22-54.

BRE. **The Durability of Steel in Concrete: Part 1; Mechanism of Protection and Corrosion**. Garston, Building Research Establishment Digest 263, Jul. 1982, 7p.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Structural use of Concrete. Part 1: Code of Practice for Design and Construction**. London: BS 8110, 1985.

CASCUDO, O. Inspeção e Diagnóstico de Estrutura de Concreto com Problemas de Corrosão da Armadura. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

CASCUDO, O. & HELENE, P. R. L. **Comportamiento Mecánico del Hormigón de Recubrimiento Frente a los Productos de Corrosión de las Armaduras**. Hormigón y Acero, Madrid, n. 214, p. 75-83, 4. trim. 1999.

CEB. Durability of Concrete Structures. Report of CEB-RILEM International Workshop. Copenhagen, maio 1983; **CEB Bulletin D'Information**, n. 9, 152, 1984.

FALCÃO BAUER, L. A. et al. **Materiais de Construção**. Rio de Janeiro: LTC, 1985.

FERREIRA, R. B. **Influência das Adições Minerais nas Características do Concreto de Cobrimento e seu Efeito na Corrosão de Armadura Induzida por Cloretos**. Goiânia: UFG, 2003. 223f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003.

FIGUEIREDO, E. J. P. Efeitos da Carbonatação e de Cloretos no Concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

FIGUEIREDO, E. J. P. **Metodologia de Avaliação de Sistemas Epóxi Destinados à Injeção de Fissuras Passivas das Estruturas de Concreto**. Porto Alegre: UFRGS, 1989. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1986.

GOÑI, S. et al. Influencia de la Conductividad y Fuerza Iónica de Soluciones Sistéticas que Simulam la Fase Acuosa del Hormigón en el Fenómeno de la Corrosion de Armaduras. *Materiais de Construcción*, v. 39, n. 11 215, p. 19-28, Jul.-Ago.-Set., 1989.

GOULART GRAÇA, N. et al. Efeitos da Temperatura Sobre o Concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

GUIMARÃES, A. T. C. Propriedades do Concreto Fresco. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

HASPARYK, N. P. et al. Deformações por Retração e Fluência. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

HELENE, P. R. L. **Corrosão de Armaduras no Concreto**. São Paulo: PINI, 1986.

HELENE, P. R. L. & REPETE, W. Metodologia e Recursos Para Avaliação de Estrutura de Concreto. In: SIMPÓSIO SOBRE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES – PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO, 24-25out. 1989. *Anais*. Porto Alegre, 1989. p. 5-32.

HELENE, P. R. L. et al. **Inspeção e Diagnóstico dos Apoios e dos Blocos de Fundação da Ponte Paulo Guerra**. Relatório Técnico – Prefeitura da Cidade do Recife, Recife-Pe, 2002.

ISAIA, G. C. et al. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005.

KAZMIERCZAK, C. S. **Contribuição para Análise de Eficiência de películas Aplicadas Sobre Estruturas de Concreto Armado com o Objetivo de Proteção Contra a Carbonatação**. São Paulo: USP, 1995. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

KIHARA, Y; CENTURIONE, S. L. O Cimento Portland. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

KOUI, M. & FTIKOS, C. **The Ancient Kamirian Water Storage Tank: A Proof of Concrete Technology and Durability for Three Millenium**. *Materials and Structures*. Cachan, v. 31, n. 231, p. 623-627, 1998.



MORAIS, V. R. & MORAES REGO, L. R. Aços Para Concreto Armado. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: PINI, 1997.

PAGE, C. L. et al. The Influence of Different Cements on Chloride-Induced Corrosion of Reinforcing Steel. **Cement and Concrete Research**, v. 16, p. 79-86, 1986.

PANOSSIAN, Z. **Corrosão e Proteção Contra Corrosão em Equipamentos e Estruturas Metálicas**. São Paulo: IPT, 1993.

PAULON, V. A. A Microestrutura do Concreto Convencional. In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005.

PETRUCCI, E. **Curso de Aperfeiçoamento Sobre Materiais de Construção**. Porto Alegre: Universidade do Rio Grande do Sul, 1963.

PETRUCCI, E. et al. **Manual do Engenheiro Globo**. v. 5. Porto Alegre: Globo, 1957.

PIANCA, J. B. **Manual do Construtor**. Porto Alegre: Globo, 1955.

PUCHER, A. **Concreto Armado**. Porto Alegre: Globo, 1949.

RASHEEDUZZAFAR et al. Effect of Tricalcium Aluminate Content of Cement on Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 20, n. 5, p. 723-738, Sep. 1990.

ROSENBERG, A. et al. Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete. In: SKALNY, J. P. (Ed.). **Materials Science of Concrete I**. Westerville: The American Ceramic Society Inc., 1989.

SMOLCZYK, H. G. Discussion of Principal Paper on Carbonation of Concrete by Hamada. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CHEMISTRY OF CEMENT, 5, Tokyo, v.3, 1968. **Proceedings**. Tokyo, 1969. p. 396-384.

TOBIO, J. M. **Ensayos no Destructivos: Métodos Aplicables a la Construcción.** Madrid: Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y el Cemento, 1967.

TORRES, A. T. **Materiais de Construção – Notas de Aula.** São Paulo: ABCP, 1955.

WHITEHURST, E. A. **Evaluation of Concrete properties From Sonic Test.** Detroit: American Concrete Institute, 1996.