

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**”Estruturas de Concreto Armado Interrompidas em Ambiente Urbano:  
Avaliação da Carbonatação à Luz das Recomendações da NBR 6118:2003”**

Nivaldo de Almeida Gomes

SÃO CARLOS  
2006

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**”ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM AMBIENTE URBANO:  
AVALIAÇÃO DA CARBONATAÇÃO À LUZ DAS RECOMENDAÇÕES DA  
NBR 6118:2003”**

**NIVALDO DE ALMEIDA GOMES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

**Área de Concentração:** Sistemas Construtivos de Edificações

**Orientador:** Prof. Dr. Almir Sales

SÃO CARLOS  
2006

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da  
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

G633ec

Gomes, Nivaldo de Almeida.

Estruturas de concreto armado em ambiente urbano: avaliação de carbonatação à luz das recomendações da NBR 6118:2003 / Nivaldo de Almeida Gomes. -- São Carlos : UFSCar, 2006.  
99 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2006.

1. Concreto. 2. Carbonatação do concreto. 3. Concreto armado - normalização. 4. Construção de concreto - normalização. 5. Durabilidade. 6. Concreto – ensaios. I. Título.

CDD: 666.893 (20<sup>a</sup>)

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**Programa de Pós-Graduação em Construção Civil**

Via Washington Luís, Km 235 - Caixa Postal 676 - Fone (16) 3351-8262 - Fax (16) 3351-8259 - CEP 13565-905 - São Carlos - SP - Brasil

---

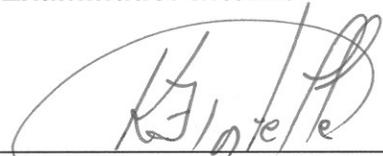
**”Estruturas de Concreto Armado em Ambiente Urbano:  
Avaliação da Carbonatação à Luz das Recomendações  
da NBR 6118:2003”**

**NIVALDO DE ALMEIDA GOMES**

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 22 de fevereiro de 2006, pela Banca Examinadora constituída pelos seguintes professores:

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Dr. Almir Sales – DECiv/PPGCIV/UFSCar**  
**Orientador**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Fº - DECiv/PPGCIV/UFSCar**  
**Examinador Interno**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Dr. Kleber Franke Portella - UFPR/LACTEC/PR.**  
**Examinador Externo**

Dedico este trabalho:

À memória de minha mãe, Olívia Balieiro de Almeida Gomes: constantes lembranças que, apesar de distantes, ajudam a balizar os rumos de minha vida;

À memória de meu pai, Jorge Francisco Gomes: em sua simplicidade, meu maior exemplo de trabalho, dedicação e perseverança;

Às minhas filhas, Laís e Nádia; pelo amor incondicional de pai.

## Agradecimentos

Ao programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, pela oportunidade.

Ao Centro Universitário Moura Lacerda, pelo apoio na busca de meu aprimoramento profissional e pela disponibilidade de seus recursos para realização ensaios de laboratório.

Ao meu orientador Professor Doutor Almir Sales, pela compreensão, serenidade e estímulo sempre constantes em sua orientação.

À Companhia de Cimento Portland Itaú, pelo patrocínio na execução nos trabalhos de extração dos corpos de prova e avaliações de campo.

À empresa Sigmatec Controle Tecnológico S/S Ltda, pelo auxílio na elaboração dos ensaios, vistorias e relatórios fotográficos.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	v
LISTA DE TABELAS .....	vii
RESUMO .....	viii
ABSTRACT .....	ix
1. INTRODUÇÃO .....	01
2. OBJETIVOS .....	03
3. REVISÃO DA LITERATURA .....	04
3.1 Patologia das estruturas em concreto armado .....	04
3.2 Evolução conceitual na concepção da estrutura quanto à durabilidade ...	05
3.2.1 Conceito de desempenho .....	06
3.2.2 Conceito de vida útil .....	06
3.2.3 Conceito de durabilidade .....	07
3.2.4 Conceito de manutenção .....	07
3.2.5 Conceito de reparo e/ou reforço .....	07
3.3 Etapas geradoras de patologia no concreto armado .....	09
3.3.1 Patologias geradas na concepção da estrutura .....	09
3.3.2 Patologias geradas no planejamento da construção .....	11
3.3.3 Patologias geradas na execução da estrutura .....	11
3.3.4 Patologias geradas na utilização da estrutura .....	13
3.4 Causas de deterioração da estrutura de concreto armado .....	14
3.4.1 Deterioração por falhas humanas na execução da estrutura .....	14
3.4.2 Deterioração por causas naturais .....	15
3.5 Corrosão da armadura .....	17
3.6 Carbonatação do concreto .....	20
3.6.1 Fatores intervenientes na carbonatação do concreto .....	24
3.6.2 Correlação entre a carbonatação e corrosão das armaduras .....	28
3.7 Recomendações normativas quanto à durabilidade .....	29
3.7.1 Recomendações da NBR 6118:1980 .....	29
3.7.2 Recomendações da NBR 6118:2003 .....	30
3.8 Considerações quanto à revisão da literatura .....	35
4. MATERIAIS E MÉTODOS .....	36
4.1 Planejamento experimental .....	36
4.1.1 Levantamento preliminar .....	36
4.1.2 Resgate do histórico da construção .....	37

4.1.3	Caracterização dos edifícios selecionados para pesquisa .....	38
4.1.4	Definição dos elementos para avaliação da carbonatação .....	41
4.2	Procedimentos para avaliação da profundidade de carbonatação .....	41
4.2.1	Definição da metodologia de extração e ensaio .....	41
4.2.2	Extração dos corpos de prova .....	42
4.2.3	Medida da profundidade de carbonatação .....	43
5.	RESULTADOS OBTIDOS .....	44
5.1	Comparação entre especificações da espessura da camada de cobrimento de norma e de projeto .....	44
5.2	Profundidade de carbonatação em elementos estruturais dos edifícios “A”, “B” e “C” .....	45
6.	ANÁLISE DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	49
6.1	Profundidade de carbonatação esperada (teórica) .....	49
6.2	Profundidade de carbonatação verificada comparada aos preceitos das NBR 6118:1980 e NBR 6118:2003 .....	50
6.2.1	Análise dos resultados para experimentação pertinente ao edifício “A” .	51
6.2.2	Análise dos resultados para experimentação pertinente ao edifício “B” .	54
6.2.3	Análise dos resultados para experimentação pertinente ao edifício “C” .	57
6.3	Profundidade de carbonatação em elementos estruturais em função da idade do concreto .....	61
6.3.1	Profundidade de carbonatação em pilares dos edifícios “A”, “B” e “C” .	61
6.3.2	Profundidade de carbonatação em vigas dos edifícios “A”, “B” e “C” ...	62
6.3.3	Profundidade de carbonatação em lajes face piso dos edifícios “A”, “B” e “C” .....	63
6.3.4	Profundidade de carbonatação em lajes face piso dos edifícios “A”, “B” e “C” .....	64
7.	CONCLUSÕES .....	66
	ANEXOS .....	70
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	98

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 3.1</b>	Hipóteses para intervenções em estruturas com desempenho insatisfatório .....	08
<b>Figura 3.2</b>	Fluxograma de inter-relacionamento da deterioração do concreto por reações químicas .....	16
<b>Figura 3.3</b>	Pilha eletroquímica de corrosão no concreto armado .....	18
<b>Figura 3.4</b>	Tipos de corrosão e fatores que os provocam .....	19
<b>Figura 3.5</b>	Esquema da ação do processo de carbonatação .....	21
<b>Figura 3.6</b>	Esquema simplificado das reações de carbonatação .....	22
<b>Figura 3.7</b>	Avanço no processo de carbonatação .....	24
<b>Figura 3.8</b>	Monógrafo para estimar a profundidade carbonatada .....	27
<b>Figura 4.1</b>	Fotos dos edifícios em concreto armado com construção interrompida .....	37
<b>Figura 4.2</b>	Fotos dos Edifícios estudados .....	40
<b>Figura 4.3</b>	Extração dos corpos de prova .....	43
<b>Figura 4.4</b>	Corpos de prova extraídos .....	43
<b>Figura 4.5</b>	Ruptura dos corpos de prova .....	43
<b>Figura 4.6</b>	Medida da espessura carbonatada .....	43
<b>Figura 6.1</b>	Estimativa da profundidade teórica de carbonatação para os elementos estudados .....	50
<b>Figura 6.2</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de lajes do edifício “A” .....	52
<b>Figura 6.3</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de pilares do edifício “A” .....	53
<b>Figura 6.4</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de vigas do edifício “A” .....	54
<b>Figura 6.5</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de lajes do edifício “B” .....	55
<b>Figura 6.6</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de pilares do edifício “B” .....	56
<b>Figura 6.7</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de vigas do edifício “B” .....	57
<b>Figura 6.8</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de lajes do edifício “C” .....	58
<b>Figura 6.9</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de pilares do edifício “C” .....	59
<b>Figura 6.10</b>	Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de vigas do edifício “C” .....	60

<b>Figura 6.11</b>	Valores da profundidade de carbonatação em corpos de prova retirados de pilares .....	62
<b>Figura 6.12</b>	Valores da profundidade de carbonatação em corpos de prova retirados de vigas .....	63
<b>Figura 6.13</b>	Valores da profundidade de carbonatação em corpos de prova retirados de lajes - face piso .....	64
<b>Figura 6.14</b>	Valores da profundidade de carbonatação em corpos de prova retirados de lajes - face teto .....	65

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 3.1</b>	Classes de agressividade ambiental. (NBR 6118:2003) .....	33
<b>Tabela 3.2</b>	Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118:2003) .....	33
<b>Tabela 3.3</b>	Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (NBR 6118:2003) .....	35
<b>Tabela 5.1</b>	Comparação entre especificações da espessura da camada de cobrimento de normas e de projeto .....	45
<b>Tabela 5.2</b>	Profundidade de carbonatação em elementos estruturais do edifício “A” .....	46
<b>Tabela 5.3</b>	Profundidade de carbonatação em lajes do edifício “B” .....	47
<b>Tabela 6.1</b>	Profundidade de carbonatação em pilares dos edifícios “A”, “B” e “C” .....	61
<b>Tabela 7.1</b>	Sinopse comparativa entre carbonatação verificada e teórica <i>versus</i> especificações normativas .....	67
<b>Tabela D1</b>	Profundidade de carbonatação em pilares do edifício “B” .....	80
<b>Tabela D2</b>	Profundidade de carbonatação em vigas do edifício “B” .....	81
<b>Tabela D3</b>	Profundidade de carbonatação em lajes do edifício “C” .....	82
<b>Tabela D4</b>	Profundidade de carbonatação em pilares do edifício “C” .....	83
<b>Tabela D5</b>	Profundidade de carbonatação em vigas do edifício “C” .....	84
<b>Tabela E1</b>	Profundidade de carbonatação em pilares dos edifícios “A”, “B” e “C” .....	85
<b>Tabela E2</b>	Profundidade de carbonatação em vigas dos edifícios “A”, “B” e “C” .....	86
<b>Tabela E3</b>	Profundidade de carbonatação em lajes face piso dos edifícios “A”, “B” e “C” .....	88
<b>Tabela E4</b>	Profundidade de carbonatação em lajes face teto dos edifícios “A”, “B” e “C” .....	89

## RESUMO

Na presente pesquisa avaliou-se a profundidade de carbonatação em corpos de prova extraídos de edifícios, nos quais foi possível resgatar os registros de concretagem, como data de execução, traço do concreto, controle da resistência à compressão e especificações de projeto, permitindo estabelecer relações das espessuras de cobrimento previstas em projeto com a espessura carbonatada, em função do tempo de exposição. Estes edifícios estão localizados na cidade de Ribeirão Preto no Estado de São Paulo, cujas estruturas foram projetadas e iniciadas na década de noventa, sob os preceitos e recomendações da NBR 6118:1980, principalmente no que diz respeito à proteção às armaduras através da especificação da espessura camada do concreto de cobrimento, e tiveram suas obras paralisadas até o momento da extração de corpos de prova para a presente pesquisa. Os resultados obtidos permitem afirmar que a profundidade de carbonatação já atingiu níveis significativos que indicam a necessidade de proteção ou recuperação estrutural dos elementos estudados. Paralelamente, simulou-se quais seriam os reflexos nestas estruturas, adotando-se os parâmetros para cobrimento das armaduras prescritos na NBR 6118:2003, a partir da qual pôde se concluir que, na maioria dos casos, as armaduras ainda possuiriam significativa proteção se os parâmetros adotados estivessem compatíveis com as recomendações dessa norma, necessitando-se apenas de intervenções brandas para a retomada da construção.

Palavras-chave: durabilidade, concreto, carbonatação, normalização, estruturas de concreto.

## **ABSTRACT**

This present paper evaluates the depth of carbonation of concrete test samplers taken from existing buildings where it was possible to recover the registers of concreting such as: date of execution, concrete mixture proportions, compression resistance and design specifications allowing the establishment of the cover thickness foreseen during the design phase with the thickness of carbonation according to the exposure time. These buildings that are in Ribeirão Preto City, in the State of São Paulo had their structures designed and started in the ninety's decade under the rules and recommendations of NBR 6118:1980, specially about the protection of the steel reinforcement by the thickness of the concrete cover, and their construction stopped until the concrete test samplers were extracted for this research. The results allow of the affirmation that the depth of carbonation had already reached significant levels indicating the need of protection or structural recovery of the elements researched. Parallel there was a simulation to get to know the results in these structures using the rules of NBR 6118:2003 to cover the steel reinforcement. The conclusion was, in most cases, the steel reinforcement still had a significant protection if the parameters used were according to the recommendations of this norm, and then, light interventions were needed to restart the construction.

Keywords: durability, concrete, carbonation, standardization, concrete structures.

## 1. INTRODUÇÃO

O conceito sobre a estrutura de concreto armado, tido como um material de grande durabilidade e resistência, tem sido invariavelmente questionado devido ao surgimento precoce de um número cada vez maior de manifestações patológicas.

Essas manifestações patológicas, inoportunas e indesejadas, elevam o custo de manutenção, reparo e recuperação das estruturas e reduz a sua vida útil, com graves conseqüências sociais. Sendo assim, o estudo sistemático do problema, a partir de suas manifestações características, possibilita o conhecimento mais aprofundado de suas causas e subsidia com informações os trabalhos de concepção, de execução, de reparo e manutenção das estruturas de modo a minimizar a incidência de problemas.

O concreto é o material de construção mais empregado no mundo. Estima-se um consumo total na ordem de 5,5 bilhões de toneladas, que resulta, aproximadamente, em um metro cúbico por habitante por ano. “*O homem não consome nenhum outro material em tal quantidade, a não ser a água*” (MEHTA, 1994).

Por isso, deve-se tratar dos aspectos relacionados à durabilidade, enfatizando o custo do ciclo de vida e não somente o custo de implantação, justificando a realização de pesquisas que forneçam subsídios para entender os mecanismos de sua degradação e promovam o aumento de sua durabilidade.

Com este enfoque, a partir do início da década passada, entidades internacionais de normalização, como a ASTM e ACI (Estados Unidos), a BS (Inglaterra) e CEN e CEB (Comunidade Européia), promoveram alterações em suas normas demonstrando a preocupação com a durabilidade das construções.

No Brasil, a NBR 6118:2003 - *Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento*, além de alterações nos aspectos de dimensionamento, introduz de maneira mais consistente,

uma grande preocupação com a durabilidade, inserindo parâmetros de projeto que tendem a minimizar a incidência de patologias nas estruturas em concreto armado.

Paralelamente, nota-se, que na prática, estes conceitos com ênfase na durabilidade estão longe de efetivamente serem incorporados em projetos e canteiros. Observa-se ainda, que muitas dessas recomendações de normas, têm sido, de maneira injusta, questionadas.

As manifestações de patologias no concreto armado têm a corrosão das armaduras como um de seus principais fatores, que por sua vez está diretamente relacionada com a carbonatação do concreto, pela proteção às armaduras, inicialmente conferida pela alta alcalinidade do concreto.

Essa proteção inicial tende a diminuir com o tempo pelas reações do fluido intersticial da camada do concreto de cobertura com gases que circundam essa camada, principalmente com o CO<sub>2</sub> do micro-ambiente, onde a estrutura ou parte dela está inserida.

A velocidade desse fenômeno depende de vários fatores como materiais, dosagem e condições ambientais, tendendo para uma profundidade máxima em função da colmatação gradativa dos poros, efeito dessa mesma carbonatação.

Parâmetros importantes como ambientes internos ou externos, elementos revestidos ou aparentes, normalmente, são considerados. Porém, não se dispõe da quantificação do tempo em que essa estrutura poderá ficar exposta em função do cronograma da construção e de possíveis interrupções, previstas ou não, na seqüência de execução da obra.

Deste modo, obras com desenvolvimento lento, paralisadas ou executadas em etapas não contínuas, poderão expor a estrutura à condições diferentes das especificações de projeto previstas apenas para sua configuração final de utilização.

## 2. OBJETIVOS

Avaliar a profundidade de carbonatação em estruturas em concreto armado em casos cuja construção fora interrompida. A partir desta avaliação indicar a necessidade de reparos e recuperação na retomada de execução.

Comparar os valores da espessura carbonatada com a espessura carbonatada teórica determinada segundo modelos disponíveis na literatura.

Comparar os resultados obtidos à luz das recomendações da NBR 6118:2003 - *Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento*. Desta forma, será possível verificar a magnitude dos parâmetros recomendados pela nova norma.

### 3. REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo, serão tratados os aspectos relacionados à durabilidade, vida útil e desempenho das estruturas em concreto armado, relacionando esses quesitos com a especificação dos materiais, componentes, tecnologia de produção e com a utilização da estrutura. Serão abordados também parâmetros da NBR 6118:1980 e NBR 6118:2003.

#### 3.1 Patologia das estruturas em concreto armado

O tema patologia de edificação quase sempre está associado à ruína da edificação, ou um estado próximo disso. O código de Hamurabi, elaborado na Mesopotâmia por volta de 1800 a.C, traz entre os seus 286 artigos pelo menos cinco que tratam desse assunto (BAUER, 1995; CANOVAS, 1988);

*Se um construtor faz uma casa para um homem e não a faz firme e se seu colapso causar a morte do dono da casa, o construtor deverá morrer;*

*Se causa a morte do filho do dono da casa, o filho do construtor deverá morrer;*

*Se acusa a morte de um escravo do proprietário da casa, o construtor deverá dar ao proprietário um escravo de igual valor;*

*Se a propriedade for destruída, ele deverá restaurar o que foi destruído por sua própria conta;*

*Se o construtor faz casa para um homem e não a faz de acordo com as especificações, e uma parede desmorona, o construtor reconstruirá a parede por sua conta.*

Pode-se observar que esse assunto, apesar de atual não é novo, porém com outro enfoque que não o apenas “o colapso”, mas ainda pelos aspectos de durabilidade, manutenção e como consequência, vida útil, custo, aparência, qualidade e, como também no código de Hamurabi, a estabilidade.

A durabilidade do concreto frente aos diversos agentes agressivos é um assunto complexo e ainda não está completamente esclarecido (CUNHA, 2001). A deterioração prematura das estruturas de concreto constitui uma das maiores preocupações da construção civil no mundo. De acordo com METHA (1994), nos países industrialmente desenvolvidos, estima-se que mais de 40% do total de investimentos dos recursos da indústria da construção civil sejam aplicados em reparos e manutenção de estruturas já existentes e, conseqüentemente, menos de 60% do total desses recursos representam investimentos em novas instalações.

Esses fatores, associados à ocorrência sistemática de desempenho insatisfatório que precocemente atinge as estruturas em concreto armado, demonstram a grande preocupação atual, mesmo que se considere os riscos naturais da atividade de construir, muitos dos quais são perfeitamente evitáveis e todos podem ser minimizados. Tais considerações, aplicadas à engenharia de estruturas determinam, dentro do meio técnico, a necessidade de se promover a indispensável alteração de métodos de produção, controle e avaliação de projetos e da construção, abordando de maneira científica, o comportamento e os problemas estruturais. (SOUZA e RIPER, 1998).

### **3.2 Evolução conceitual na concepção da estrutura quanto à durabilidade**

Os estudos relacionados à engenharia de estruturas até aproximadamente a década de 1970 resumiram-se, basicamente, sobre o binômio “esforços solicitantes *versus* capacidade resistente”, deixando à margem os estudos referentes às diferentes ações dos mais variados níveis de exposição desses elementos estruturais. Este conceito, até hoje, predomina no meio técnico, com a co-responsabilidade inclusive dos instrumentos de Normalização (principalmente a Brasileira), que determinavam os parâmetros de dimensionamento e de controle quase que exclusivamente através da sua resistência mecânica, mais especificamente da resistência à compressão do concreto e à tração do aço para as estruturas em concreto armado. A partir da publicação da NBR 6118:2003, a questão da durabilidade passa a ser tratada de maneira mais consistente.

A constatação de diferentes comportamentos de peças idênticas sujeitas a ambientes diversos, possibilitou a coleta de dados concretos quanto ao desempenho ao longo de vários anos. Além disso, com muitos casos de insucessos verificados, a necessidade de intervenções relativamente onerosas num curto espaço de tempo, culminou com a importância técnica, social e econômica de se pesquisar outros critérios além da capacidade resistente para garantir o bom desempenho das construções.

Estas constatações demonstram que o concreto tem suas propriedades químicas e físicas substancialmente alteradas em função do meio a que este está exposto e/ou em função das características de seus componentes

### **3.2.1 Conceito de desempenho**

Entende-se por desempenho da estrutura de concreto armado, o seu comportamento em serviço ao longo da sua vida útil. Dessa maneira, além de características quanto ao carregamento e resistência mecânica, as estruturas de concreto devem ser tratadas com igualdade de valores para o dimensionamento e para o seu desempenho (durabilidade, vida útil, ambiente, manutenção), indicando que *... as estruturas e o material concreto estão entrando na terceira idade e exigindo tratamento diferenciado relativamente àqueles que até agora vinha sendo dispensado a eles* (MEHTA, 1994).

### **3.2.2 Conceito de vida útil**

A vida útil de um edifício, material ou componente pode ser definida como o período durante o qual as propriedades destes permanecem acima de limites mínimos admissíveis. Segundo a NBR 6118:2003, por vida útil de projeto entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto sem exigir, em relação às prescrições de manutenção previstas, medidas extras de manutenção e reparo. Após esse período, começa a efetiva deterioração da estrutura, com o aparecimento de sinais visíveis como: produtos de corrosão da armadura, desagregação do concreto e fissuras.

Ainda, segundo a NBR 6118:2003, o conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Assim, determinadas partes da estrutura podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

### **3.2.3 Conceito de durabilidade**

Durabilidade de uma estrutura pode ser definida como a manutenção de sua utilidade (sua utilização prevista em projeto), em outras palavras, a manutenção de um desempenho satisfatório, por um determinado tempo pré-concebido, ou seja, durante a sua vida útil. A NBR 6118:2003 estabelece que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme foi preconizado, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente a sua vida útil.

### **3.2.4 Conceito de manutenção**

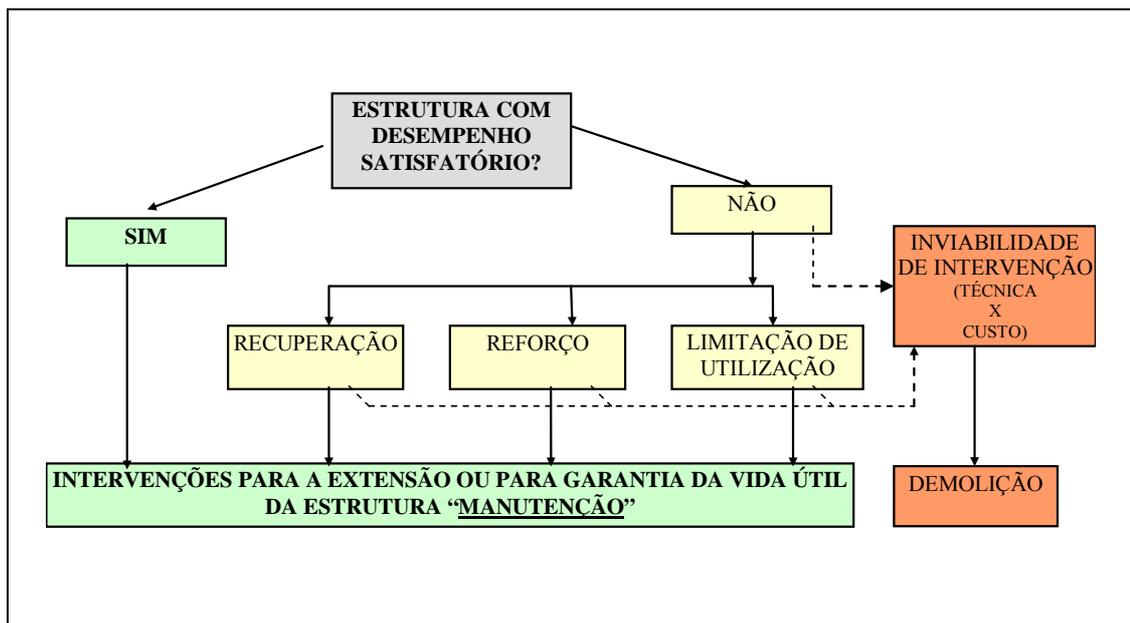
Define-se manutenção de uma estrutura como o conjunto de atividades necessárias à garantia de seu desempenho satisfatório ao longo do tempo, ou o conjunto de rotinas que tenha por finalidade o prolongamento de sua vida útil, a um custo compensador. Intervenções preventivas e avaliações programadas de manutenção possibilitam que sejam minimizadas as necessidades de reparos e/ou reforços.

### **3.2.5 Conceito de reparo e/ou reforço**

Diferente das ações de manutenção que devem ser programadas e previstas em projetos, memoriais e especificações, estas podem ser de reparos e/ou reforço e têm por finalidade recuperar o desempenho satisfatório da estrutura. Essa perda de desempenho pode ser externada pela ocorrência de sintomas que indiquem alguma deterioração, geralmente pré-matura. Tais sintomas podem ser originados por patologias geradas em quaisquer das etapas de concepção, de execução e de utilização e causadas por falhas humanas ou naturais.

Em toda ação de reparo ou reforço não se pode prescindir de um diagnóstico adequado do problema patológico. Os serviços devem ser iniciados a partir desse diagnóstico e de um projeto específico de recuperação (HELENE, 1992).

Na Figura 3.1 apresenta-se um fluxograma genérico de intervenções na estrutura relacionadas ao seu desempenho.



**Figura 3.1** Hipóteses para intervenções em estruturas com desempenho insatisfatório (SOUZA e RIPER, 1998). Adaptado.

Essas atividades de intervenções devem estar associadas às especificações de projeto e compatibilizadas com a ação do meio onde a estrutura ou seus elementos estão inseridos. Outra ação essencial é criar instrumentos que orientem e estimulem o usuário a ter consciência de sua importância e responsabilidade sobre a manutenção da estrutura e do edifício como um todo. Esse conceito deve ser bem entendido, pois muitas vezes denomina-se “manutenção” atividades que são efetivamente recuperação e/ou reforço, pois visam corrigir um desempenho insatisfatório por falhas originadas por erros de projeto ou erros de execução ou ainda pela falta da própria manutenção.

### **3.3 Etapas geradoras de patologias no concreto armado**

São muitas as etapas potencialmente geradoras de patologias no concreto armado, como também é grande o inter-relacionamento entre elas. Neste item serão tratados os principais aspectos pertinentes às patologias geradas nas seguintes etapas de uma estrutura de concreto: concepção, execução e utilização.

#### **3.3.1 Patologias geradas na concepção da estrutura**

Se na concepção, no dimensionamento e no detalhamento do projeto executivo, a estrutura em concreto armado não receber um tratamento com o rigor necessário pode se transformar num importante e potencialmente perigoso fator de geração de patologias.

Embora pouco comum nos canteiros de obras correntes, é desejável a elaboração de projetos específicos para a produção, como por exemplo, o projeto da forma e escoramento da estrutura, planos para retirada parcial e total dos escoramentos, pois a falta desses projetos pode gerar graves falhas, que podem se confundir com patologias geradas exclusivamente pela qualidade da execução, e muitas vezes são incorretamente associadas ao canteiro. Na seqüência, apresentam-se as principais fases na elaboração do projeto e as principais falhas a elas atribuídas.

##### **3.3.1.1 Patologias geradas no estudo preliminar e ante-projeto**

Estudos demonstram que falhas verificadas nesta etapa são responsáveis principalmente pelo encarecimento do processo de construção ou por limitações na utilização da estrutura, e têm influência pouco significativa na responsabilidade direta por patologias na estrutura (SOUZA e RIPER, 1998). Apesar disso, se houver uma concepção adequada e a coordenação entre as várias especialidades de projetos se iniciar nessa etapa, riscos atribuídos a outras fases do projeto podem ser evitados ou substancialmente minimizados.

### 3.3.1.2 Patologias geradas no projeto executivo

Esta etapa é a maior responsável pela origem de patologias associadas ao projeto que podem ser agrupados em:

- a) Elementos de projeto inadequados, tais como: má definição das ações atuantes ou das combinações mais desfavoráveis entre elas, deficiência no cálculo da estrutura, deficiência na avaliação da resistência e/ou agressividade do solo;
- b) Falta ou inadequada especificação dos materiais;
- c) Outros fatores: modelos construtivos de difícil execução ou inexequíveis, falta de padronização das convenções, além de possíveis erros de dimensionamento;

O melhor momento para se *pensar* é no ato de se *conceber* e se *projetar* e não no ato de se *executar*. Nenhum detalhamento deve, deliberadamente, ser transferido para o canteiro de obras.

É de importância fundamental, ao se detalhar um projeto, ter sempre em mente que ele será interpretado por equipe diferente daquela que o elaborou, e que a falta de clareza pode ocasionar erros lamentáveis (CÁNOVAS, 1988).

### 3.3.1.3 Patologias geradas pela incompatibilidade entre projetos

Com o constante e crescente nível de especialização no processo de produção dos projetos para construção e o desenvolvimento das suas várias especialidades relativamente independentes, implica que o desenvolvimento destes deve ser acompanhado por uma eficiente coordenação. Se isso não ocorrer, certamente o produto final resultará em detalhes e informações incompatíveis e/ou conflitantes que podem gerar falhas ou soluções inadequadas durante o processo de construção.

### 3.3.2 Patologias geradas no planejamento da construção

O planejamento de suprimentos, como a requisição, o recebimento e o controle dos materiais e a programação de mão de obra é uma atividade que diminui improvisações para resolver problemas de logística da produção, de ordem econômica ou tecnológica. Quando isso não ocorre, as medidas adotadas podem não representar as soluções mais adequadas, ou até se mostrarem totalmente equivocadas.

Essas atividades de planejamento e controle devem preceder a execução de qualquer obra, porém não são raros os casos do início de obras totalmente “às escuras”. Não se antecipando aos problemas futuros, a solução é improvisar.

Além desses fatos, pode ser constatado, pelas características específicas do processo industrial da construção civil, que na maioria dos canteiros tem-se como natural a adoção de medidas e/ou alterações na previsão inicial. Estes imprevistos aliados ao equivocado conceito de que *na prática a teoria é outra*, contribui para a incidência de patologias das mais diversas, desde as de imediata percepção, verificação e quantificação até àquelas mais complexas (e na maioria dos casos, mais graves), só perceptíveis após decorrido muito tempo de utilização da estrutura. Contrapondo a esse conceito, o que se pode afirmar é que, na maioria das vezes, *falta à prática uma boa teoria*.

### 3.3.3 Patologias geradas na execução da estrutura

Considerando que a seqüência lógica para a execução da estrutura se inicia após o término da etapa de concepção e com a conclusão de todos os estudos e projetos que lhes são inerentes, então as falhas decorrentes da má execução da estrutura serão analisadas partindo dessa premissa, ou seja, projetos elaborados e adequadamente detalhados. Ressalta-se, porém, que é comum a execução de empreendimentos paralelamente ao detalhamento do projeto. Neste caso, a coordenação de projetos deve passar a desempenhar também a coordenação entre projetos e produção, e essa atividade

exercerá papel fundamental no sucesso global do empreendimento em todos os aspectos, inclusive na sua durabilidade. A seguir apresenta-se as principais patologias com origem na execução dos serviços.

### **3.3.3.1 Falhas no corte, dobra e montagem das armaduras**

Os principais erros relacionados com o corte, com a dobra e com a montagem das armaduras são:

- a) Deslocamentos das armaduras durante a concretagem;
- b) Concentração das armaduras em nós ou pontos singulares;
- c) Deficiência nos comprimentos de ancoragem;
- d) Descumprimento do espaçamento mínimo entre barras;
- e) Utilização de barras com especificações diferentes do projeto;
- f) Falhas nas emendas e transpasses das armaduras;
- g) Utilização de armaduras em condições inadequadas de armazenamento sem um prévio tratamento;
- h) Falta de utilização ou utilização inadequada de dispositivos construtivos para garantir o cobrimento correto das armaduras.

### **3.3.3.2 Falhas na execução e montagem das formas**

As falhas mais comuns na execução das formas são:

- a) Falta de estanqueidade;
- b) Falta de limpeza adequada antes da concretagem;
- c) Erros nas suas dimensões e alinhamento;
- d) Falta ou utilização de desmoldantes inadequados;
- e) Escoramento do conjunto e estruturação do molde deficiente.

### **3.3.3.3 Falhas na produção e aplicação do concreto**

Os erros de concretagem podem ser originados em qualquer uma das etapas de seu processo de produção e aplicação. As principais falhas nessa etapa são:

- a) Erros de dosagem;
- b) Falhas na especificação, no recebimento e no controle dos materiais ou do concreto;
- c) Falta de cuidados no transporte;
- d) Lançamento inadequado (manuseio excessivo ou não respeitando a altura máxima para o lançamento);
- e) Falta de adensamento ou adensamento inadequado (por falta ou excesso);
- f) Ausência de cura ou cura deficiente.

Pode-se observar que, na maioria dessas falhas, a consequência é o aumento da permeabilidade do concreto, principalmente da sua camada de cobrimento ou ainda na perda total ou parcial da espessura dessa camada. Esse aumento da permeabilidade associado ao cobrimento deficiente é o principal caminho para início e propagação de patologias no concreto armado.

### **3.3.4 Patologia gerada na utilização da estrutura**

A idéia, por parte do usuário de que a edificação seja perene, contribui, por desleixo ou por ignorância desse usuário, para que a estrutura não apresente um bom desempenho. Para que isso não ocorra duas condições básicas devem ser atendidas.

A primeira é que a sua utilização esteja em conformidade com a prevista em projeto, e a segunda é que a estrutura seja entendida como um equipamento. Dessa maneira, de acordo com o grau de exposição, deve-se prever intervenções periódicas de avaliação e intervenções preventivas para manutenção de seu desempenho satisfatório ao longo de sua vida útil, seja da estrutura como um todo ou de suas partes.

### **3.4 Causas de deterioração da estrutura de concreto armado**

De acordo com SOUZA e RIPER (1998), o estudo das causas responsáveis pelos diversos processos de deterioração do concreto armado é complexo e está em constante evolução. Até mesmo o agrupamento dessas causas por similaridade é discutível e recentemente surgiram duas classificações que, por interagirem entre si, podem ser representadas numa única abordagem que são: as causas intrínsecas (internas ou inerentes à própria estrutura) e extrínsecas (externas ao corpo estrutural). Sobre essas causas podem incidir falhas humanas e causas naturais.

#### **3.4.1 Deterioração por falhas humanas na execução da estrutura**

As falhas humanas durante a execução da estrutura estão associadas a defeitos construtivos bastante freqüentes, sendo originados de maneira geral pela baixa qualificação da equipe de produção. De maneira resumida, pode-se citar:

- Deficiências de concretagem relacionadas às etapas de produção, transporte, lançamento, adensamento do concreto, resultando em segregação, ninhos de concretagem e aumento da sua permeabilidade;
- A cura do concreto, sendo que para cada situação deve ser especificado o método de cura mais apropriado desde a irrigação periódica (método mais simples), até métodos mais sofisticados como a cura acelerada ou a cura a vapor (aumento de temperatura e/ou pressão);
- Manuseio e utilização incorreta dos materiais do concreto ou do próprio concreto;
- A inadequação na execução e falhas nos procedimentos de desforma e retirada dos escoramentos;
- Execução inadequada das armaduras, ressaltando a necessidade de uma atenção especial à correta especificação e execução da camada de cobrimento.

### 3.4.2 Deterioração por causas naturais

Causas naturais de deterioração das estruturas de concreto armado são aquelas inerentes ao próprio material e a sua sensibilidade ao meio e aos esforços solicitantes, a maioria das vezes, estão associadas à própria estrutura porosa do concreto interagindo com as causas químicas, físicas e biológicas.

*De uma maneira geral, o futuro do concreto convencional não vai ser determinado por tecnologias sofisticadas, aplicáveis a casos específicos, mas pelo esforço de todos em resolver os problemas dos que lidam com o dia-a-dia dos concretos convencionais (...) é obvio que o objetivo principal das construções de hoje deve mudar da resistência para a durabilidade (...) a impermeabilidade do concreto deve ser a primeira linha do sistema de defesa contra qualquer processo físico-químico de deterioração (MEHTA e MONTEIRO, 1994).*

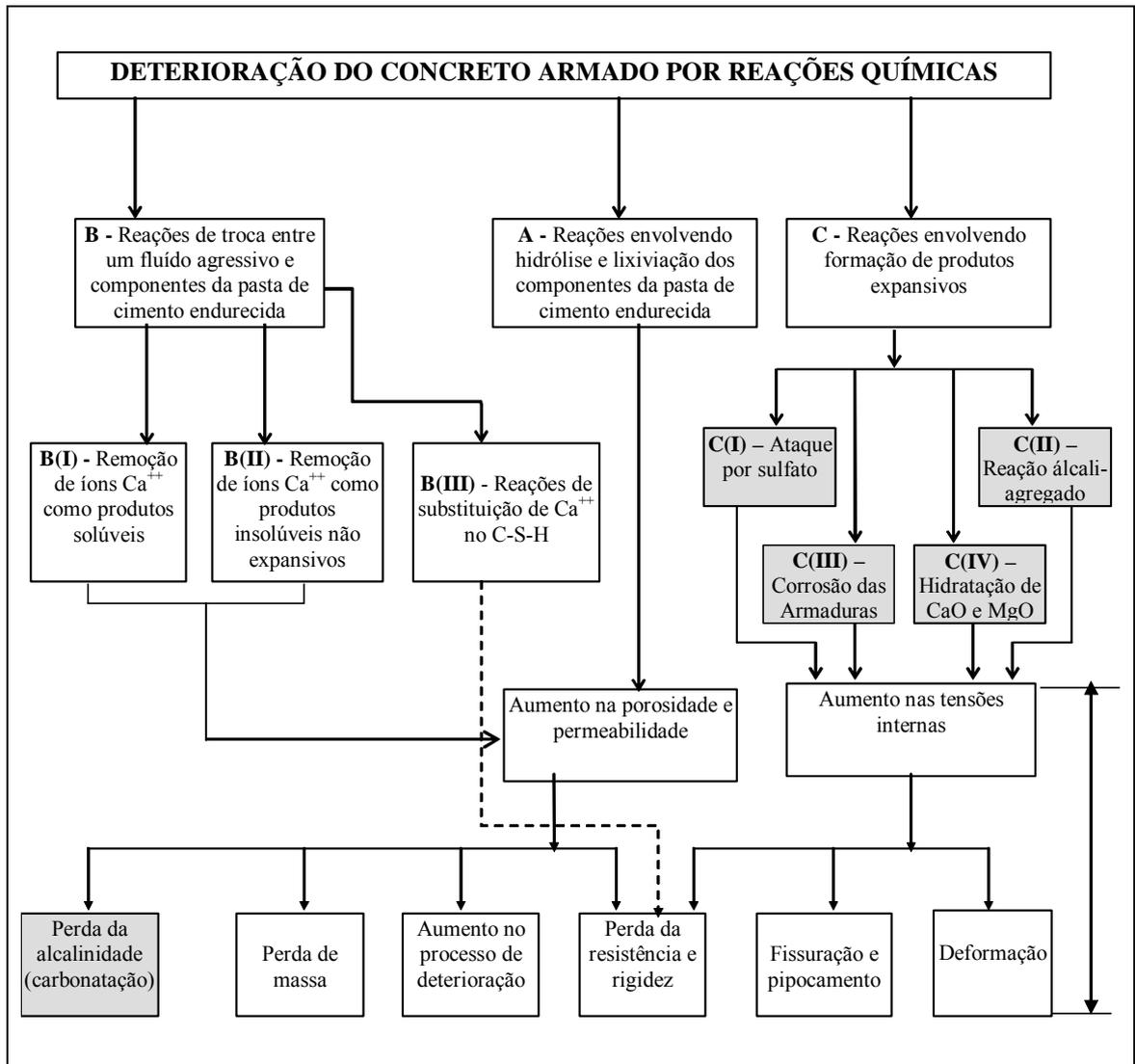
As dimensões dos poros, bem como a forma com que estes se apresentam, determinarão a maior ou menor suscetibilidade do concreto aos mecanismos de deterioração. A permeabilidade do concreto é diretamente proporcional (numa função exponencial) a sua relação água-cimento, portanto, a durabilidade é inversamente proporcional à relação água-cimento, dentro dos limites práticos.

Assim, essa porosidade é uma causa determinante da deterioração da estrutura de concreto armado. Dois fatores fundamentais para diminuir essa porosidade são: relação água/cimento e maior tempo possível de impedimento de evaporação da água da pasta (grau de hidratação).

A aderência entre a pasta de cimento e os agregados é garantida por reações químicas entre os componentes hidratados do cimento e os agregados, porém em alguns casos desenvolvem-se reações químicas expansivas que apresentam a propriedade de anular a coesão do concreto. Entre essas manifestações destacam-se: a reação álcali-agregado,

expansibilidade de certos constituintes do cimento, presença de cloretos no concreto, presença de ácidos e sais no concreto.

Na Figura 3.2 apresenta-se um fluxograma de inter-relacionamento da deterioração do concreto por reações químicas.



**Figura 3.2** Fluxograma de inter-relacionamento da deterioração do concreto por reações químicas (SOBRAL, 1990; MEHTA, 1994). Adaptado

Em relação à Figura 3.2, as principais reações químicas envolvidas na deterioração do concreto são (MEHTA, 1994):

- **A** Ataque da água mole no hidróxido de cálcio e C-S-H presentes nos cimentos hidratados;
- **B(I)** Solução ácida, formando componentes solúveis de cálcio tais como cloreto de cálcio, sulfato de cálcio, acetato de cálcio ou bicarbonato de cálcio;
- **B(II)** Soluções de ácido oxálico e seus sais formando oxalato de cálcio;
- **B(III)** Ataque de longa duração da água do mar, enfraquecendo o C-S-H pela substituição do  $Mg_2^+$  por  $Ca_2^+$ ;
- **C(I)** Ataque por sulfato formando etringita e gipsita;
- **C(II)** Reação álcali-agregado;
- **C(III)** Corrosão do aço no concreto;
- **C(IV)** Hidratação de CaO e MgO cristalinos.

Pode se observar, que os fatores potencialmente geradores de patologias no concreto armado e as causas de deterioração da estrutura inter-relacionam-se com grande complexidade e a principal consequência para o concreto é o aumento de sua permeabilidade. Para o caso específico da carbonatação do concreto, é esse aumento da permeabilidade que propiciará a maior intensidade e maior velocidade com que essa carbonatação ocorrerá.

### 3.5 Corrosão da armadura

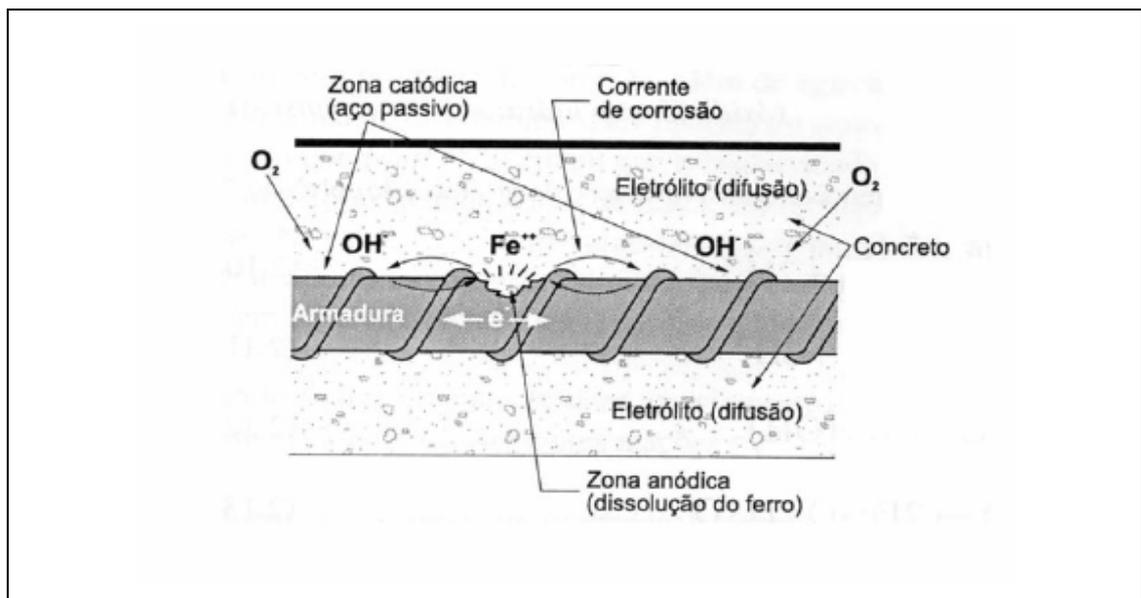
A corrosão pode ser definida como a interação destrutiva ou a interação que implica na inutilização para o uso de um material com o ambiente, seja por reação química ou por reação eletroquímica. No caso de um metal, ele é convertido a um estado não-metálico, quando isto ocorre o metal perde suas qualidades essenciais tais como resistência mecânica, elasticidade e ductilidade. É a interação destrutiva do aço com o meio ambiente, por meio de reações químicas e eletroquímicas (CASCUDO, 1997).

No caso específico das armaduras de aço para concreto armado, os processos básicos de corrosão são a oxidação e a corrosão propriamente dita. A oxidação é o ataque provocado por uma reação gás-metal, com formação de uma película de óxido. É uma reação extremamente lenta e, na temperatura ambiente, não provoca deterioração substancial das superfícies metálicas. A corrosão propriamente dita é uma reação

eletroquímica e ocorre, como na maioria dos processos corrosivos com presença de água ou em ambiente úmido (HELENE, 1986).

A corrosão só ocorre nas seguintes condições: devem existir um eletrólito, uma diferença de potencial e oxigênio e podem existir agentes agressivos. Como sempre há água no concreto, esta pode sempre constituir um eletrólito. A diferença de potencial pode decorrer pela diferença de umidade e diferença de aeração entre dois pontos da barra e da diferença de tensão no concreto e no aço. Na maioria das vezes, formam-se micro-pilhas que podem até mesmo alternar os pólos de posição, resultando, nesse caso, a corrosão generalizada. A existência de oxigênio se faz necessário para a formação dos óxidos e hidróxidos de ferro (ferrugem). O produto denominado ferrugem nem sempre é apenas o  $\text{Fe}(\text{OH})_3$ , mas sim uma diversidade de óxidos e hidróxidos de ferro resultantes de várias etapas de corrosão que ocorrem simultaneamente nas zonas anódicas e catódicas (HELENE, 1986).

Além dessas condições, podem existir vários agentes agressivos como: íons sulfetos, íons cloretos, dióxido de carbono, nitritos, gás sulfídrico, óxidos de enxofre entre outros, que quebram ou não permitem a formação da película passivadora, acelerando o processo de corrosão. A Figura 3.3 ilustra de maneira resumida o mecanismo de corrosão da armadura no concreto, no período de propagação do fenômeno.

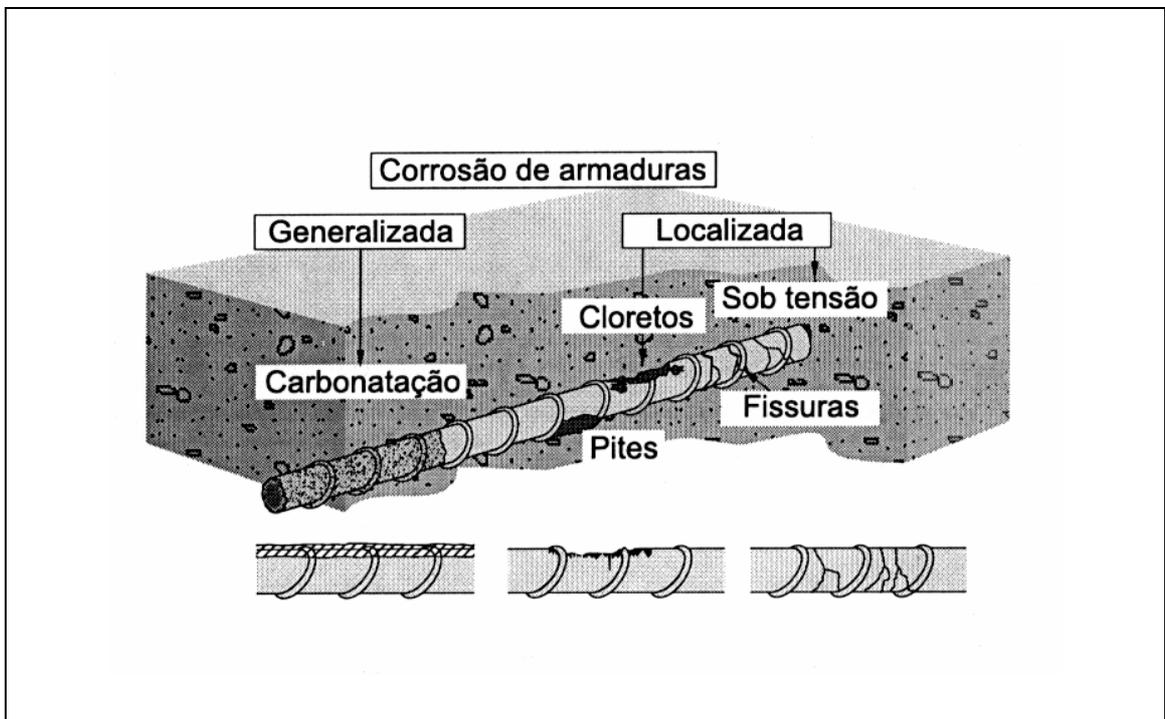


**Figura 3.3** Pilha eletroquímica de corrosão no concreto armado (CUNHA, 2001)

Segundo ROGERS (1967), citado em CUNHA (2001), o processo de corrosão desenvolve-se, simplificadamente, da seguinte maneira:

- Nas regiões corroídas (zonas anódicas), ocorrem as reações principais de dissolução do metal (oxidação) Esse processo ocorre na superfície do metal.
- Nas regiões não corroídas (zonas catódicas) para o caso das armaduras do concreto, ocorrem reações de redução de oxigênio, esse processo ocorre na interface entre o metal e o eletrólito e depende da disponibilidade de oxigênio dissolvido e do pH da interface metal-eletrólito.

O processo de corrosão das armaduras pode ser classificado segundo a sua natureza e segundo a morfologia. Segundo a sua natureza tem-se: a corrosão química (corrosão seca ou oxidação) e a eletroquímica (corrosão aquosa). Segundo a sua morfologia tem-se: a corrosão por pits (corrosão puntiforme) e a sob tensão (corrosão generalizada) (CASCUDO, 1997). Na Figura 3.4 são apresentados, esquematicamente, os principais tipos e os fatores que as provocam.



**Figura 3.4** Tipos de corrosão e fatores que as provocam (ANDRADE PERDIX, 1992; CASCUDO, 1997)

A corrosão das armaduras em concreto armado, pelo efeito da carbonatação, pode ser classificada como um caso típico de corrosão generalizada e eletroquímica em meio aquoso. Nesse caso, o eletrólito apresenta características de resistividade elétrica consideravelmente mais altas do que a dos eletrólitos típicos (meio aquoso comum, não confinado a uma rede de poros, como é o caso dos concretos).

### **3.6 Carbonatação do concreto**

O concreto propicia uma boa proteção às armaduras devido a sua natureza alcalina. A armadura quando entra em contato com esse material recobre-se de uma camada de óxidos passivantes que a mantém constantemente protegida.

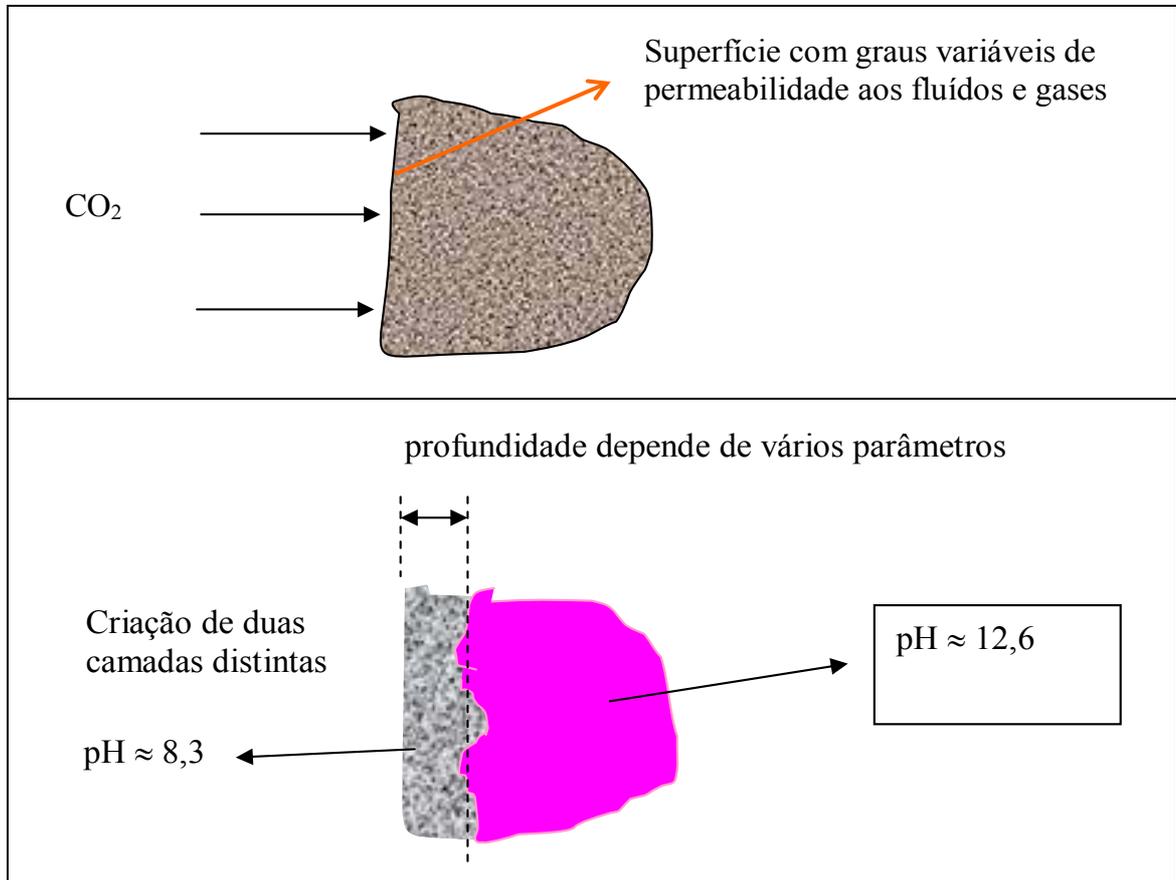
A alteração dessa alcalinidade inicial, com um pH aproximado de treze, sua diminuição progressiva a pH na ordem de nove, bem como a velocidade com que essa alteração se desenvolve, depende de vários fatores descritos resumidamente na seqüência deste capítulo. Essa proteção às armaduras é conferida pela da camada de concreto de cobertura, tratando-se de uma proteção mecânica da película passivadora e também da proteção química dessa película em função da sua própria alcalinidade e da alcalinidade da camada do concreto de cobertura.

A carbonatação (carbonização ou neutralização) é um termo utilizado para descrever o efeito do dióxido de carbono, usualmente da atmosfera nos sistemas de cimentações, argamassas, grautes e concreto armado.

Segundo LIBÓRIO (1998), no fenômeno da carbonatação o que se tem é um gás dissolvido em película úmida reagindo com um álcali em solução (e não um gás reagindo com material sólido), *o concreto não tem um pH - o que é medido é o pH da fase líquida em equilíbrio com a massa sólida*, desse modo, para que essas reações ocorram é necessária a existência do *poro líquido*, ou seja, há necessidade de um líquido, onde o CO<sub>2</sub> possa estar dissolvido.

O grau de saturação dos poros influencia a taxa de difusão do  $\text{CO}_2$ . O pH desse líquido é o fator que indica a ocorrência e a magnitude dessa reação.

A Figura 3.5 ilustra esquematicamente o processo de carbonatação.



**Figura 3.5** Esquema da ação do processo de carbonatação (LIBÓRIO, 1998)

A definição da espessura da camada de cobertura, de acordo com as especificações usuais, não levava em consideração vários fatores intervenientes como: características, propriedades e proporção entre os materiais componentes do concreto, características da atmosfera e do micro-clima, condições de preparo e aplicação do concreto, entre outros.

Porém, pode-se produzir concretos que não sofram carbonatação, e que assim, protegem as armaduras, independente do cobrimento. O cobrimento do concreto não deve ser considerado absoluto; cada concreto, pois cada elemento da estrutura relacionado ao micro-clima e meio ambiente onde está inserido, é o que deve determinar o cobrimento adequado (HELENE, 1986).

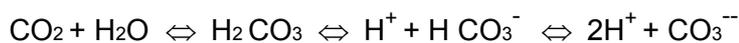
A carbonatação do concreto é, portanto, o processo de neutralização da fase líquida intersticial saturada de hidróxido de cálcio,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , e de outros compostos alcalinos hidratados do concreto (FIGUEIREDO, 1993), como  $\text{NaOH}$ ,  $\text{KOH}$  e, a longo prazo, também os silicatos e aluminatos são atacados, (HELENE, 1993). O hidróxido de cálcio é menos solúvel que os outros álcalis do cimento. Assim este apresenta-se nos poros do concreto normalmente na forma de cristais, enquanto os álcalis dissolvidos na forma de íons. Como a solubilidade do hidróxido de cálcio depende da concentração de  $\text{OH}^-$ , na solução intersticial, a reação de carbonatação começa pelos álcalis  $\text{NaOH}$  e  $\text{KOH}$ , passando a seguir ao  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .

Esse processo recebe o nome de carbonatação devido à maior incidência de  $\text{CO}_2$  nas reações, além da ação de outros gases ácidos tais como  $\text{SO}_2$  e  $\text{H}_2\text{S}$ , sendo o  $\text{CaCO}_3$  o produto preponderante no final do processo e o produto característico do fenômeno, que ocorre lentamente, e de maneira simplificada, segundo as reações principais apresentadas na Figura 3.6.

$\text{H}_2\text{O}$ - (na presença de água)						
<u><math>\text{CO}_2</math></u>	+	$\text{NaOH}$	$\Rightarrow$	$\text{Na}_2\text{CO}_3$	+	<u><math>\text{H}_2\text{O}</math></u>
		$\text{KOH}$	$\Rightarrow$	$\text{K}_2\text{CO}_3$		
		<u><math>\text{Ca}(\text{OH})_2</math></u>	$\Rightarrow$	<u><math>\text{CaCO}_3</math></u>		

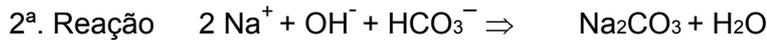
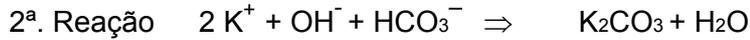
**Figura 3.6** Esquema simplificado das reações de carbonatação. (HELENE, 1986).

Segundo FORRESTER, citado por CUNHA (2001), para que a reação de carbonatação ocorra naturalmente, é necessário que o anidrido carbônico ( $\text{CO}_2$ ) seja solubilizado, conforme apresentado na equação:



As equações simplificadas dos compostos básicos carbonatáveis do concreto são:  
 Reação de carbonatação para os álcalis do cimento mais solúveis, hidróxido de potássio

(KOH) e hidróxido de sódio (NaOH), encontrado em quantidades muito menores no cimento (CUNHA, 2001):



Reação de carbonatação para o hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ :



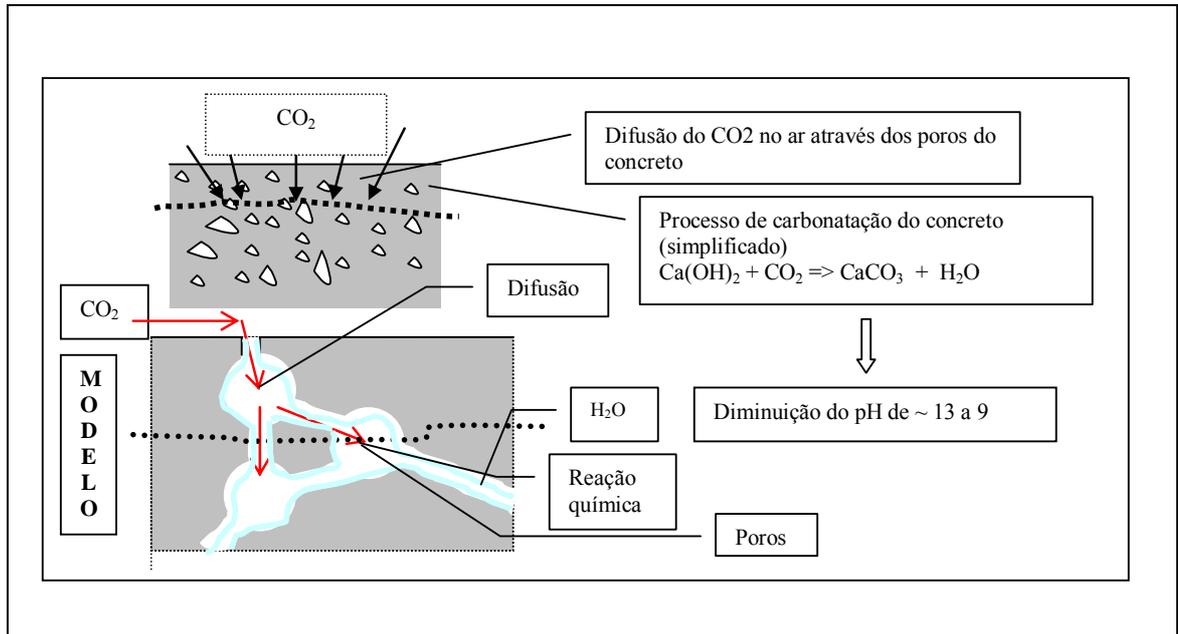
Como resultado dessa reação, obtém-se a diminuição do pH a valores inferiores a 9,0 despассивando a armadura (deixando-a vulnerável à ação do processo de corrosão).

A penetração do dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) ocorre pelo processo de difusão e, deste modo, a intensidade do processo depende da velocidade da penetração de  $\text{CO}_2$ . Como consequência, o pH varia progressivamente no concreto a partir da superfície exposta ao meio ambiente. Quando o concreto é submetido a condições ambientais de  $\text{CO}_2$  constante, a profundidade de carbonatação, ou frente de carbonatação, varia com a raiz quadrada do tempo.

Para uma dada idade do concreto, a penetração de  $\text{CO}_2$  depende:

- a) das características dos sistemas de poros, pois a difusão de  $\text{CO}_2$  é mais alta quando a porosidade é alta e os poros são conectados;
- b) da possibilidade da ligação de hidratos ao  $\text{CO}_2$ , pois o dióxido de carbono reage mais ou menos com hidratos, dependendo da saturação do sistema de poros. A difusão de  $\text{CO}_2$  é 10.000 vezes menor na água que no ar, assim a difusão é menor em concretos saturados. Entretanto, a carbonatação de hidratos é impossível de ocorrer sem a presença de água porque o  $\text{CO}_2$  tem que ser dissolvido antes da reação. A situação na qual a carbonatação é fácil de se realizar é no instante em que há a ocorrência de um filme de água nas paredes dos poros. Esta situação corresponde a uma umidade relativa na faixa de 60% a 85%, quando então a taxa de carbonatação é alta. (HELENE, 1986).

A Figura 3.7 apresenta um modelo simplificado do processo de carbonatação.



**Figura 3.7** Avanço no processo de carbonatação (FIGUEIREDO, 1993). Adaptado.

### 3.6.1 Fatores intervenientes na carbonatação do concreto

São muitos e de inter-relacionamentos bastante complexos os fatores intervenientes na intensidade de propagação da carbonatação. A seguir são apresentados os principais fatores e as suas influências nesse fenômeno.

#### 3.6.1.1 Relação água/cimento

Segundo NUNES (1998), a relação água/cimento está intimamente ligada com a quantidade, tamanho dos poros do concreto endurecido e com suas propriedades mecânicas finais. Quanto maior essa relação maior será a porosidade e como consequência, maior será a intensidade de propagação da carbonatação.

### 3.6.1.2 Tipo de cimento

As adições ativas do Cimento Portland, como as escórias do CP III e as pozolanas do CP IV, que melhoram a maioria de suas propriedades, aumentam a velocidade da carbonatação (HELENE, 1993). Isso pode ser explicado pelo conceito da reserva alcalina, ou seja, à medida que aumenta a quantidade de adições ativas ao clínquer Portland na produção dos cimentos, a solução intersticial do concreto preparado com esses cimentos apresentará uma menor quantidade de  $\text{Ca(OH)}_2$ . Assim, o  $\text{CO}_2$  penetrará com maior velocidade, pois ficará mais fácil a etapa inicial desse processo que é primeiro rebaixar o pH, reagindo com todo o  $\text{Ca(OH)}_2$ , penetrando e precipitando o  $\text{CaCO}_3$  mais rapidamente na solução.

### 3.6.1.3 Temperatura

A temperatura exerce grande influência no desenvolvimento das reações químicas e deve ser considerada na análise da durabilidade da estrutura. Segundo HELENE (1993), (...) *“a deterioração nas estruturas situadas em países de clima equatorial e tropical é mais grave e mais intensa que nas estruturas similares situadas em clima temperado”* quanto maior for a temperatura maior será o grau de agressividade relativo ao cobrimento do concreto.

### 3.6.1.4 Concentração de $\text{CO}_2$

Segundo FIGUEIREDO (1993), a velocidade de carbonatação aumenta quando o ambiente possui uma maior concentração de  $\text{CO}_2$ . Essa influencia é ainda maior para concreto com elevada relação água/cimento. A concentração de  $\text{CO}_2$  pode variar da seguinte maneira: meio rural 0,03%, laboratório 0,10%, grandes cidades de 0,30% a 1,0% (NEVILLE, 1997). Segundo HELENE (1993), em atmosferas viciadas como silos de certos materiais a granel e em ambientes específicos como em túneis, garagens, industriais, a concentração de  $\text{CO}_2$  pode ser ainda superior.

### **3.6.1.5 Umidade relativa do ar**

A velocidade de difusão do  $\text{CO}_2$  é bastante diferente quando o meio difusor é a água ou o ar, fazendo com que a taxa de carbonatação seja fortemente influenciada pelo teor de umidade no concreto, a qual depende da umidade relativa do ambiente no qual está inserida a estrutura.

Para umidade relativa na faixa de 60 a 85% ocorre o maior grau de carbonatação. ( $\text{UR} < 50\%$  falta água para a reação, acima de 95% não há carbonatação). A difusão do  $\text{CO}_2$  em ambientes internos é superior à difusão em ambientes externos: Segundo HELENE (1993), *os concretos umedecem muito mais rapidamente que secam por perda de água evaporada em períodos de seca.*

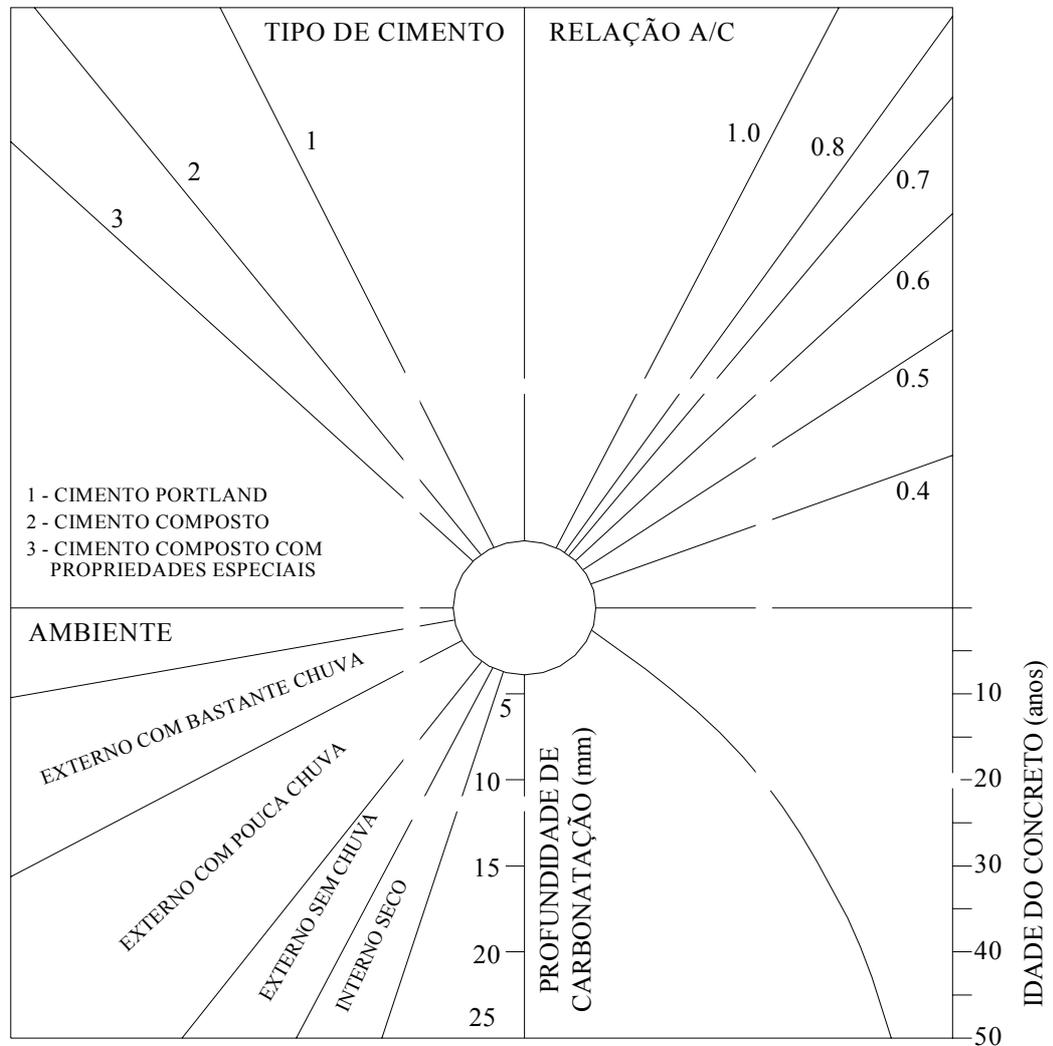
### **3.6.1.6 Produção e aplicação do concreto**

Todas as etapas do processo de produção e aplicação do concreto influenciarão na qualidade final, principalmente alterando a sua permeabilidade e como consequência, alterando também o nível da profundidade de carbonatação. Todavia segundo HELENE (1993), a carbonatação é um fenômeno direto e altamente dependente da cura do concreto, pois ela afeta majoritariamente as condições de hidratação da camada de cobrimento dos elementos da estrutura de concreto armado.

### **3.6.1.7 Idade do concreto**

A profundidade da camada de concreto carbonatada aumenta inicialmente com grande rapidez, prosseguindo mais lentamente e tendendo a uma profundidade máxima, (HELENE, 1996). Observa-se que esse fenômeno é mais acentuado nas primeiras idades. Essa profundidade pode ser estimada com o auxílio do monógrafo apresentado na Figura 3.8 (SILVA, 1995).

Na prática, segundo FIGUEIREDO (1993), a relação da umidade relativa com a profundidade de carbonatação em função do tempo é bastante complexa devido aos aleatórios ciclos de umedecimento e secagem a que as estruturas podem estar expostas



**Figura 3.8** Monógrafo para estimar a profundidade carbonatada, segundo MEYER citado em SILVA (1995).

Aplicando-se ao monógrafo os fatores pertinentes aos elementos estruturais é possível obter valores estimados para diversas profundidades de carbonatação em função da relação água/cimento, do tipo de cimento e do ambiente no qual está inserido o elemento estrutural.

### 3.6.2 Correlação entre a carbonatação do concreto e a corrosão das armaduras

A ocorrência da carbonatação não significa obrigatoriamente o desencadeamento do processo corrosivo. Para ocorrência desse fenômeno interferem diversas outras variáveis (HELENE, 1993). A corrosão eletroquímica, ocorrência típica em armaduras embutidas no concreto, é resultado da formação de pilhas ou células de corrosão devida a presença de uma solução aquosa na superfície das barras ou no concreto que as envolve, solução esta que atua como eletrólito. Portanto, além da diminuição do pH provocado pela carbonatação do concreto, para que ocorra a corrosão eletroquímica é necessária a presença de umidade (THOMAZ, 2001).

Sempre haverá água presente nos poros do concreto (HELENE, 1986), variando o teor (umidade de equilíbrio) com a umidade relativa do ar. Para concretos com relação água/cimento = 0,60 e resistência a compressão aproximada de 26,0 MPa, pode-se estimar as seguintes quantidades de água:

- Umidade relativa  $\approx 40\%$   $\Rightarrow$  umidade de equilíbrio  $\approx 3\%$   $\Rightarrow \approx 70$  litros por  $m^3$ ;
- Umidade relativa  $\approx 70\%$   $\Rightarrow$  umidade de equilíbrio  $\approx 4\%$   $\Rightarrow \approx 95$  litros por  $m^3$ ;
- Umidade relativa  $\approx 98\%$   $\Rightarrow$  umidade de equilíbrio  $\approx 6\%$   $\Rightarrow \approx 140$  litros por  $m^3$ .

Ainda segundo HELENE (1986), a corrosão eletroquímica é regida por vários fatores como: porosidade do concreto, absorção capilar, difusão de íons, nível de tensão nas armaduras, reserva alcalina, alcance da carbonatação, potencial elétrico de corrosão, pH da solução presente nos poros.

Desse processo de corrosão, resultam diferentes produtos (óxidos e hidróxidos de ferro), com diferentes colorações e potencialidades de expansão (podendo atingir até 7 vezes seu volume inicial conforme o produto resultante). Essa expansão provoca lascamento e fissuração do concreto de cobrimento, facilitando o acesso de agentes agressivos e intensificando cada vez mais o processo de corrosão bem como qualquer outro processo agressivo à estrutura.

De acordo com COLLEPARDI, citado por THOMAZ (2001), a carbonatação pode ser benéfica para o concreto, pois ela aumenta a resistência mecânica e a resistência contra a ação de sulfatos pela colmatação dos poros superficiais, dificultando também a infiltração de outras substâncias agressivas. Sobre essa afirmação cabe ressalva: como podem ser observados vários fatores e conseqüências da carbonatação são também fatores que propiciam a ocorrência da corrosão eletroquímica. Portanto, pode-se afirmar que ocorrendo a carbonatação do concreto de cobrimento, principalmente de maneira pré-matura, será grande a probabilidade de ocorrência da corrosão da armadura.

### **3.7 Recomendações normativas quanto à durabilidade das estruturas**

Apresenta-se, na seqüência, um resumo dos tópicos das duas versões da Norma Brasileira: NBR 6118:1980 e NBR 6118:2003 no que tange à durabilidade, principalmente quanto às especificações do cobrimento de concreto mínimo, visando a garantia da proteção das armaduras e conseqüentemente da estrutura de concreto armado. Pode ser observada uma grande evolução nas especificações relativas à garantia da durabilidade das estruturas, conforme tendência global constatada nessa revisão da literatura.

#### **3.7.1 Recomendações da NBR 6118:1980**

Essa versão da norma faz poucas menções quanto à durabilidade, exceto quando especifica o cobrimento de concreto, porém sem a preocupação explícita quanto às características do ambiente ou microclima onde a estrutura ou parte dela está inserida.

De acordo com o item 6.3.3 “Proteção” e 6.3.3.1 “Cobrimento” da NBR 6118:1980 qualquer barra de armadura, inclusive de distribuição, de montagem e estribos, deve ter cobrimento de concreto pelo menos igual ao seu diâmetro, mas não menor que:

- a) Para concreto revestido com argamassa de revestimento de espessura mínima de 1,0 cm:
  - em lajes no interior de edifícios 0,5 cm

- em paredes no interior de edifícios	1,0 cm
- em lajes e paredes ao ar livre	1,5 cm
- em vigas pilares e arcos no interior de edifícios	1,5 cm
- em vigas pilares e arcos ao ar livre	2,0 cm
b) Para concreto aparente:	
- no interior de edifícios	2,0 cm
- ao ar livre	2,5 cm
c) Para concreto em contato com o solo	3,0 cm
d) Para concreto em meio fortemente agressivo	4,0 cm

Ainda relacionado à proteção, o item 6.3.3.2 “Proteção” essa Norma recomenda:

Além do cobrimento mínimo, deverão ser tomadas medidas especiais para o aumento da proteção das armaduras se o concreto for sujeito à abrasão, a altas temperaturas, a correntes elétricas ou a agentes fortemente agressivos, tais como ambientes marinho e agentes químicos.

### **3.7.2 Recomendações da NBR 6118:2003**

Seguindo a tendência da comunidade internacional, representada pelos seus sistemas de normalização como: os americanos através da ACI 201.1R-92 Durability of concrete in service; os ingleses através da norma BS 7543 – Guide to Buildings and buildings durability of elements and components products (1992), a comunidade europeia através da norma CEN/EM 206 (1990), manifestam sua preocupação com a durabilidade das construções de acordo com citações em REGATTIERI (1999), e ainda respaldada pelo avanço nas pesquisas relativas à durabilidade das estruturas a NBR 6118:2003, enumera vários tópicos, com recomendações e orientações relacionadas na seqüência.

### **3.7.2.1 Classificação quanto aos requisitos de qualidade da estrutura**

A versão e atualização da NBR 6118 reserva uma seção específica para tratar das exigências de durabilidade das estruturas de concreto, as quais são apresentadas na seqüência.

A durabilidade consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas, essas exigências de durabilidade deixam de ser atendidas quando não são observados os critérios de projeto.

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado no projeto conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente a sua vida útil.

### **3.7.2.2 Vida útil**

Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto sem exigir, medidas extras de manutenção e reparo. Isto é, após esse período começa a efetiva deterioração da estrutura, com o aparecimento de sinais visíveis como produtos de corrosão da armadura, desagregação do concreto e fissuras.

Esse conceito de vida útil pode ser aplicado a determinadas partes das estruturas que podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

### **3.7.2.3 Mecanismos de envelhecimento e deterioração**

Dentro desse enfoque devem ser considerados, ao menos, os mecanismos de envelhecimento e deterioração da estrutura de concreto relacionados nessa norma. São eles:

- lixiviação: por ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento;
- expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado;
- expansão por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos;
- reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.

Pode se destacar os seguintes mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura:

- despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera;
- despassivação por elevado teor de íon cloro (cloreto).

Finalmente, os mecanismos de deterioração da estrutura como um todo são aqueles que devem ser considerados no projeto de dimensionamento, que são os relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

#### **3.7.2.4 Classificação da agressividade do ambiente**

Especificamente quanto à espessura da camada de cobrimento de concreto e conforme a classe de agressividade ambiental em função das condições de exposição, a NBR 6118:2003 determina que, nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental pode ser classificada de acordo com a Tabela 3.1.

**Tabela 3.1** Classes de agressividade ambiental. (NBR 6118:2003)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1), 2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1), 2)</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1), 3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>1)</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>2)</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

<sup>3)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Na Tabela 3.2 estabelece-se os requisitos mínimos de qualidade do concreto, especificamente a relação água/cimento máxima e o tipo e classe de resistência do concreto em função da classe de agressividade do ambiente.

**Tabela 3.2** Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118:2003)

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Especificações da NBR 6118:2003 quanto à espessura da camada do concreto de cobrimento:

- Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{\min}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{\text{nom}}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta_c$ ). As dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 3.3 para  $\Delta_c = 10$  mm;
- Nas obras correntes o valor de  $\Delta_c$  deve ser maior ou igual a 10 mm;
- Quando houver controle adequado de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução pode ser adotado o valor  $\Delta_c = 5$  mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada no projeto;
- O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser maior ou igual ao diâmetro da barra. ( $c_{\text{nom}} \geq \varnothing_{\text{barra}}$ );
- A dimensão máxima característica do agregado graúdo ( $D_{\max}$ ), utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento. ( $D_{\max} \leq 1,2 \cdot c_{\text{nom}}$ );
- A espessura mínima da camada de cobrimento das armaduras de acordo com a classe de agressividade ambiental, deve ser determinada conforme Tabela 3.3.

A tabela 3.3 apresenta a correspondência entre a classe de agressividade ambiental e a espessura mínima da camada de cobrimento da armadura.

**Tabela 3.3** Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para  $\Delta_c$  (tolerância de execução) = 10mm (NBR 6118/2003)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>3)</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>2)</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido <sup>1)</sup>	Todos	30	35	45	55

<sup>1)</sup> Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

<sup>2)</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>3)</sup> Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

### 3.8 Considerações quanto à revisão da literatura

Dentro do contexto apresentado na revisão da literatura, é possível identificar a importância do fenômeno de carbonatação no âmbito da durabilidade de elementos de concreto.

As pesquisas nacionais e internacionais sobre durabilidade do concreto permitiram um significativo avanço na normalização brasileira no sentido de subsidiar as decisões dos projetistas e construtores na busca de conceber e de executar estruturas mais duráveis.

O presente trabalho permite avaliar a influência da carbonatação em construções de concreto armado à luz das recomendações da norma brasileira, no cenário das estruturas de concreto para edifícios no Brasil, em regiões urbanas não litorâneas.

## **4 MATERIAIS E MÉTODOS**

Na cidade de Ribeirão Preto existem vários edifícios altos residenciais, cujas construções foram interrompidas na década de 1990, com a tipologia similar aos edifícios exemplificados neste trabalho.

A partir dessa observação, motivou-se a pesquisa das conseqüências que essa interrupção causaria ao edifício como um todo, à estrutura, e particularmente a cada um de seus elementos.

### **4.1 Planejamento experimental**

O trabalho experimental consistiu em atividades de campo como levantamento preliminar, resgate do histórico da construção, extração das amostras e atividades de laboratório: ruptura por compressão diametral e medida da espessura carbonatada.

#### **4.1.1 Levantamento preliminar**

Essa etapa consistiu basicamente no levantamento e relatório fotográfico dos vários edifícios com estrutura em concreto armado, cujas construções encontravam-se interrompidas. Também foi realizada uma pesquisa para a identificação de datas de início e interrupção dos serviços de concretagem junto às empresas e/ou profissionais construtores envolvidos. A Figura 4.1 ilustra alguns desses edifícios.



**Figura 4.1** Fotos dos edifícios em concreto armado com construção interrompida

#### 4.1.2 Resgate do histórico da construção

A partir dos edifícios relacionados no levantamento preliminar, buscou-se resgatar o histórico de construção de suas estruturas, principalmente os dados relativos às datas de concretagem e características de dosagem dos concretos utilizados.

Nessa etapa, observou-se que a maioria destes edifícios não possuía o histórico formal de seu processo de produção. Em alguns casos, as informações eram aproximadas e imprecisas, em outros nem mesmo essas informações básicas estavam disponíveis.

Do total de dezenove edifícios do levantamento preliminar, foi possível resgatar o histórico completo de construção de nove deles. A partir da autorização formal para elaboração dos ensaios foi possível a avaliação dos elementos estruturais dos edifícios A, B e C.

Os principais dados resgatados foram: cronograma dos serviços, características de dosagem e dos materiais do concreto produzido no canteiro, datas de concretagem e

controle da resistência do concreto. Nos Anexos do grupo A (A1, A2, A3, A4, A5 e A6) estão apresentados os principais dados resgatados para as estruturas dos edifícios “A”, “B” e “C”.

#### 4.1.3 Caracterização dos edifícios selecionados para pesquisa

De acordo com informações da estação de dados agro-meteorológicos do Centro Universitário Moura Lacerda a cidade de Ribeirão Preto apresentou os seguintes dados médios no ano de 2003:

Umidade relativa média anual:	64,59%
Temperatura média anual:	22,93°C (temperatura máxima média anual = 29,62°C)

No Anexo B apresenta-se, como exemplo, o resumo dos dados coletados no mês de abril de 2005 na estação de dados agro-meteorológicos.

A partir desses dados e de acordo com as tabelas 3.1, 3.2 e 3.3, os elementos estruturais desses edifícios podem ser assim classificados:

Classe de agressividade ambiental	II
Agressividade:	Moderada
Classificação geral:	Ambiente urbano
Risco de deterioração:	Pequeno

Como todos os elementos dessas estruturas estão inseridos em ambientes internos secos ou ambientes com concreto revestidos com argamassa e pintura, pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) que resulta na seguinte classificação:

Classe de agressividade ambiental:	I
Agressividade:	Fraca
Risco de deterioração:	Insignificante

#### 4.1.3.1 Caracterização do edifício “A”

O edifício “A” é composto por 18 pavimentos sendo: 1 subsolo, pavimento térreo, 14 pavimentos tipo, piso e cobertura do duplex, além do barrilete e caixa d'água. A superestrutura está concluída, tendo sido executada entre dezembro de 1993 a agosto de 1995. A alvenaria foi concluída quase na totalidade. O revestimento externo em argamassa encontrava-se parcialmente pronto na data da extração dos corpos-de-prova.

Especificações de projeto:

- fck: 25,0 MPa;
- Cobrimento da armadura: 5mm (lajes) e 15mm (vigas e pilares);
- Concreto dosado em central: cimento CP II E 32; relação a/c = 0,53; cura úmida convencional.

#### 4.1.3.2 Caracterização do edifício “B”

O edifício “B” é composto por 19 pavimentos sendo: 2 subsolos, pavimento térreo, 14 pavimentos tipo, piso e cobertura do duplex, além do barrilete e caixa d'água. A superestrutura foi interrompida após a concretagem do piso do 10º. pavimento tipo, tendo sido executada entre novembro de 1994 e abril de 1997. A alvenaria do perímetro parcialmente executada até o 6º. pavimento tipo.

Especificações de Projeto:

- fck: 25,0 MPa;
- Cobrimento da armadura: 5mm (lajes) e 15mm (vigas e pilares);
- Concreto dosado em central: cimento CP II E 32; relação a/c = 0,53; cura úmida convencional.

#### 4.1.3.3 Caracterização do edifício “C”

O edifício “C” é composto por 19 pavimentos sendo: 2 subsolos, pavimento térreo, 14 pavimentos tipo, tipo e cobertura do duplex, além do barrilete e caixa d'água. A superestrutura foi interrompida após a concretagem do piso do 11º. Pavimento tipo, tendo sido executada entre agosto de 1994 e abril de 1997. A alvenaria do perímetro parcialmente executada até o 5º. pavimento tipo.

Especificações de Projeto:

- fck: 25,0 MPa;
- Cobrimento da armadura: 5mm (lajes) e 15mm (vigas e pilares);
- Concreto dosado em central: cimento CP II E 32; relação a/c = 0,53; cura úmida convencional;

Para todas as concretagens ocorridas após julho de 1996 a relação água/cimento foi de 0,55, como pode ser observado no Anexo A4.

A Figura 4.2 ilustra os edifícios estudados.



**Figura 4.2** – Fotos dos edifícios estudados

#### **4.1.4 Definição dos elementos para avaliação da profundidade de carbonatação**

Conhecendo-se as datas de concretagem de cada etapa da estrutura dos edifícios A, B e C, foi estabelecido um plano de amostragem baseado nos seguintes critérios:

- que as amostras apresentassem uma distribuição uniforme em relação às idades do concreto (entre 4,5 e 8 anos);
- que todos os elementos fossem avaliados em quantidade aproximadamente iguais de amostras (pilares, vigas e lajes);
- que, para cada idade aproximada se obtivesse pelo menos quatro valores da medida da profundidade de carbonatação.

#### **4.2 Procedimentos para avaliação da profundidade de carbonatação**

Como visto na revisão da literatura, a carbonatação é caracterizada pela alteração do pH do fluido intersticial do concreto. A maneira mais utilizada de mensuração é a utilização de uma solução indicadora de pH. Entre estas podem-se citar a timolftaleína e a fenolftaleína, sendo esta segunda a mais usual.

##### **4.2.1 Definição da metodologia de extração e ensaio**

A avaliação da espessura carbonatada pode ser feita pela fratura direta da superfície em análise e imediatamente promover o ataque com a solução indicadora. Essa técnica inicialmente prevista para esta pesquisa mostrou-se inadequada pela imprecisão das medidas obtidas e também pela dificuldade de extração dos corpos-de-prova. Além disso, a fratura direta provocaria danos significativos aos elementos estruturais.

Recomenda-se não avaliar a profundidade de carbonatação baseando-se na superfície gerada pela extração de corpos-de-prova cilíndricos. Em função disso, foi adotado o seguinte procedimento para avaliação da profundidade carbonatada:

- 1º. Extração e identificação dos corpos-de-prova;
- 2º. Ruptura do corpo de prova por compressão diametral, no mesmo dia da extração;
- 3º. Aplicação da solução indicadora no mesmo dia da extração;
- 4º. Leitura e registro da profundidade de carbonatação.

Outra questão considerada foi o diâmetro dos corpos-de-prova, pois um diâmetro pequeno poderia descaracterizar o plano diametral de ruptura em função da dimensão máxima característica do agregado graúdo, enquanto diâmetros maiores tornariam o trabalho mais oneroso e agressivo à estrutura.

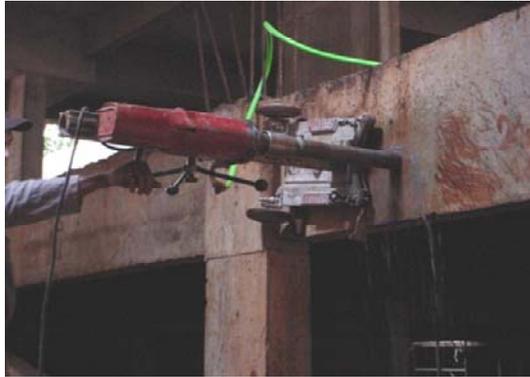
Para a estrutura do edifício “A”, foram utilizados dois diâmetros de extração: 75 mm e 50 mm. Observou-se que a diminuição do diâmetro de extração não comprometeu a qualidade da avaliação. Para as estruturas dos edifícios “B” e “C” adotou-se extração com diâmetro de 50mm.

Constatou-se, pelo de ataque da solução indicadora diretamente na superfície externa do corpo-de-prova (sem a ruptura por compressão diametral), que a medida da profundidade carbonatada não apresentou alteração em relação à medida realizada na superfície do plano de ruptura diametral. Essa constatação deve ser melhor avaliada e, se confirmada, tornará trabalhos equivalentes a este menos onerosos, mais rápidos e menos agressivos à estrutura estudada.

#### **4.2.2 Extração dos corpos-de-prova**

Após identificados os elementos estruturais a serem avaliados foram definidos e marcados os pontos de extração. Para tanto, levou-se em conta dois fatores principais: a posição das armaduras e a solicitação na região em análise. As figuras 4.3 e 4.4 ilustram os procedimentos de extração dos corpos-de-prova e os corpos-de-prova extraídos. Cada corpo-de-prova extraído possibilitou a avaliação de duas medidas da profundidade de carbonatação: face “a” e face “b”, conforme identificação na Tabela 2. A face “a” corresponde ao lado de fixação do equipamento, e a face “b” a do lado oposto. Sempre

que o elemento for perimetral ao edifício a face “a” é a do lado interno e a face “b” é a do lado externo quando não, as duas faces representam elementos internos. Para as lajes, a face “a” refere-se ao piso e a face “b” refere-se ao teto.



**Figura 4.3** Extração dos corpos-de-prova



**Figura 4.4** Corpos-de-prova extraídos

#### 4.2.3 Medida da profundidade de carbonatação

Os corpos-de-prova recém extraídos foram submetidos ao ensaio de compressão diametral, ilustrado na Figura 4.5, para avaliação da espessura carbonatada. A solução indicadora utilizada nessa avaliação foi a solução de fenolftaleína: 50% água destilada, 50% álcool dissolvendo nessa mistura 2% de fenolftaleína, como pode ser observado pela foto da Figura 4.6.



**Figura 4.5** Ruptura dos corpos-de-prova



**Figura 4.6** Medida da espessura carbonatada

No anexo C, está apresentado, como exemplo, uma das fichas de controle para apontamento dos valores da profundidade de carbonatação.

## **5 RESULTADOS OBTIDOS**

Para definição da espessura da camada de cobrimento da armadura sob os preceitos da NBR 6118:2003, foi considerada a seguinte classificação da agressividade ambiental, de acordo com as recomendações dessa norma:

- Classe II, agressividade moderada nos solos utilizados como garagem, com pequeno risco de deterioração e considerando as especificações de projeto que determina concreto aparente nesses elementos;
- Classe I, agressividade fraca nos demais ambientes do edifício, com risco de deterioração insignificante.

Foi adotada a classe de agressividade mais branda (Classe I), apesar da classificação primária para ambientes como elementos em concreto em ambientes urbanos indicar a Classe II. Isso foi feito em função de toda a estrutura e seus elementos estarem em ambientes internos e secos e/ou revestidos com argamassa e pintura.

### **5.1 Comparação entre especificações da espessura da camada de cobrimento de norma e de Projeto**

Na Tabela 5.1 podem ser observadas as espessuras da camada de cobrimento à luz das NBR 6118/1980 e NBR 6118/2003, comparadas às especificações do projeto.

**Tabela 5.1** Comparação entre especificações da espessura da camada de cobrimento de normas e de projeto

Elementos	* Cobrimento Nominal da Armadura (mm)			Observações:
	NBR/1980	NBR/2003	Projetos	
Laje face teto nos Subsolos	5	20	5	Sem revestimento em argamassa, ambiente seco
Laje face teto nos demais pavimentos	5	20	5	Revestimento em pasta de gesso
Laje face Piso	5	15	5	Revestimento cerâmico, assoalho de madeira ou carpete
Pilares e Vigas nos subsolos	20	25	15	Sem revestimento em argamassa, ambiente seco
Pilares e vigas nos demais pavimentos	15	25	15	Revestidos em argamassa interna e externamente

\*O cobrimento nominal ( $C_{nom}$ ), é o cobrimento mínimo ( $C_{min}$ ), acrescido da tolerância de execução ( $\Delta C$ ). Considerando  $\Delta C=10$  mm. (obras correntes).

## 5.2 Profundidade de carbonatação em elementos estruturais dos edifícios “A”, “B” e “C”

Na Tabela 5.2, apresentada a seguir, estão organizados os valores de profundidade de carbonatação obtidos experimentalmente para a estrutura do edifício A. Os valores estão agrupados por obra, elemento estrutural e faces ou tipo de exposição.

Tabela 5.2 Profundidade de carbonatação em elementos estruturais do edifício A

Corpos-de-prova		Idade na data de ensaio (anos)	Característica da superfície		Espessura da camada de cobrimento (mm)			
CP	Localização		Efetiva (1)	Projeto (2)	NBR 6118/1980 (Antiga)	NBR 6118/2003 (Nova NBR)	Avaliação da Profund. de carbonatãã	
A01	a	Pilar - P11 - Térreo	8	I	V	15	25	14
	b			I	V	15	25	13
A02	a	Pilar - P4 - Térreo	8	I	V	15	25	13
	b			I	V	15	25	NA
A03	a	Laje - piso do 1o. Tipo	8	III	VI	5	15	13
	b			IV	VII	5	20	NA
A04	a	Laje - piso do 1o. Tipo	8	III	VI	5	15	11
	b			IV	VII	5	20	15
A05	a	Viga V3 - 1o. Tipo	8	I	V	15	25	14
	b			II	V	15	25	20
A06	a	Viga V5 - 1o. Tipo	8	I	V	15	25	20
	b			II	V	15	25	19
A07	a	Pilar - P12 - 7o. Tipo	7	I	V	15	25	16
	b			I	V	15	25	NA
A08	a	Pilar - P9 - 7o. Tipo	7	I	V	15	25	16
	b			I	V	15	25	NA
A09	a	Laje - piso 7o. Tipo	7	III	VI	5	15	14
	b			IV	VII	5	20	19
A10	a	Laje - piso 7o. Tipo	7	III	VI	5	15	17
	b			IV	VII	5	20	14
A11	a	Viga V3 - 7o. Tipo	7	I	V	15	25	19
	b			II	V	15	25	15
A12	a	Viga V5 - 7o. Tipo	7	I	V	15	25	17
	b			II	V	15	25	13
A13	a	Pilar P12 - duplex superior	6	I	V	15	25	14
	b			II	V	15	25	15
A14	a	Pilar P9 - duplex superior	6	I	V	15	25	12
	b			II	V	15	25	10
A15	a	Laje - piso duplex superior	6	III	VI	5	15	11
	b			IV	VII	5	20	10
A16	a	Laje - piso duplex superior	6	III	VI	5	15	10
	b			IV	VII	5	20	15
A17	a	Viga V1 - duplex superior	6	II	V	15	25	18
	b			II	V	15	25	12
A18	a	Viga V23 - duplex superior	6	II	V	15	25	9
	b			II	V	15	25	18
Legenda	(1) Característica da superfície na data do ensaio		I - Face interna Aparente		III - Face Piso "Laje zero"			
			II - Face externa Aparente		IV - Face Teto Aparente			
	(2) Característica da superfície na configuração de uso (projeto)		V - Revest. em argamassa		VII - Revest. Pasta gesso			
			VI - Revest. Cerâmica / Madeira		VIII - Aparente / Pintura			
		"Laje zero" = sem previsão de execução de contrapiso				NA - Não Avaliado		

Na Tabela 5.3, similar à tabela anterior, estão organizados os valores de profundidade de carbonatação obtidos experimentalmente em lajes para a estrutura do Edifício B.

Tabela 5.3 Profundidade de carbonatação em lajes do Edifício B

Corpos-de-prova		Idade na data de ensaio (anos)	Característica da superfície		Espessura da camada de cobrimento (mm)			
CP	Localização		Efetiva (1)	Projeto (2)	NBR 6118/1980 (Antiga NBR)	NBR 6118/2003 (Nova NBR)	Avaliação da Profund. de carbonatação	
B 05	a	Laje piso subsolo 1	7	III	VI	5	15	1
	b			IV	VIII	5	20	4
B 06	a	Laje piso subsolo 1	7	III	VI	5	15	3
	b			IV	VIII	5	20	2
B 11	a	Laje piso terreo	7	III	VI	5	15	11
	b			IV	VIII	5	20	8
B 12	a	Laje piso térreo	7	III	VI	5	15	8
	b			IV	VIII	5	20	9
B 17	a	Laje piso 2o. Tipo	7	III	VI	5	15	5
	b			IV	VII	5	20	11
B 18	a	Laje piso 2o. Tipo	7	III	VI	5	15	6
	b			IV	VII	5	20	6
B 23	a	Laje piso 4o. Tipo	6	III	VI	5	15	4
	b			IV	VII	5	20	13
B 24	a	Laje piso 4o. Tipo	6	III	VI	5	15	8
	b			IV	VII	5	20	13
B 27	a	Laje piso 5o. Tipo	6	III	VI	5	15	12
	b			IV	VII	5	20	15
B 28	a	Laje piso 5o. Tipo	6	III	VI	5	15	12
	b			IV	VII	5	20	14
B 31	a	Laje piso 6o. Tipo	6	III	VI	5	15	9
	b			IV	VII	5	20	17
B 32	a	Laje piso 6o. Tipo	6	III	VI	5	15	6
	b			IV	VII	5	20	12
B 37	a	Laje piso 7o. Tipo	6	III	VI	5	15	0
	b			IV	VII	5	20	10
B 38	a	Laje piso 7o. Tipo	6	III	VI	5	15	5
	b			IV	VII	5	20	7
B 41	a	Laje piso 9o. Tipo	5	III	VI	5	15	14
	b			IV	VII	5	20	18
B 42	a	Laje piso 9o. Tipo	5	III	VI	5	15	13
	b			IV	VII	5	20	13
B 45	a	Laje piso 10o. Tipo	5	III	VI	5	15	2
	b			IV	VII	5	20	11
B 46	a	Laje piso 10o. Tipo	5	III	VI	5	15	2
	b			IV	VII	5	20	8
Legenda	(1) Característica da superfície na data do ensaio		I - Face interna Aparente		III - Face Piso "Laje zero"			
			II - Face externa Aparente		IV - Face Teto Aparente			
	(2) Característica da superfície na configuração de uso (projeto)		V - Revest. em argamassa		VII - Revest. Pasta gesso			
			VI - Revest. Cerâmica / Madeira		VIII - Aparente / Pintura			
		"Laje zero" = sem previsão de execução de contrapiso		NA - Não Avaliado				

Nos anexos do Grupo D estão apresentadas as demais tabelas com os valores da profundidade de carbonatação em elementos estruturais das estruturas dos edifícios estudados.

- **Anexo D1:** Tabela D1: Profundidade de carbonatação em pilares do edifício “B”;
- **Anexo D2:** Tabela D2: Profundidade de carbonatação em vigas do edifício “B”;
- **Anexo D3:** Tabela D3: Profundidade de carbonatação em lajes do edifício “C”;
- **Anexo D4:** Tabela D4: Profundidade de carbonatação em pilares do edifício “C”;
- **Anexo D5:** Tabela D5: Profundidade de carbonatação em vigas do edifício “C”.

A partir da organização e agrupamento dos resultados obtidos pode-se elaborar a análise dos resultados e discussões, objeto do próximo capítulo.

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos podem ser analisados segundo três enfoques principais:

- Avaliação entre a profundidade de carbonatação verificada e a profundidade esperada;
- Comparação entre a profundidade de carbonatação verificada com os preceitos da NBR 6118 nas suas duas versões de 1980 e 2003, agrupados por edifício;
- Análise dos resultados agrupados por elementos estruturais em função das idades e tipos de concreto.

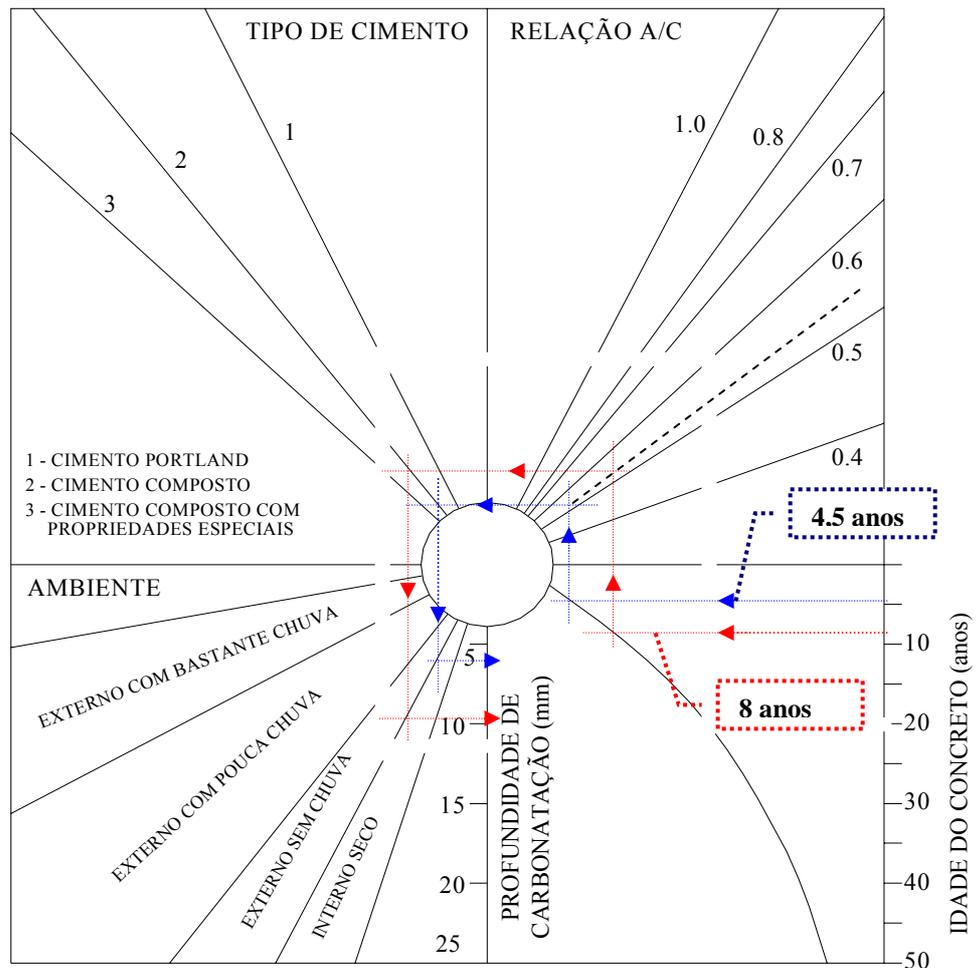
### 6.1 Profundidade de carbonatação esperada (teórica)

A variação da profundidade de carbonatação em relação à idade do concreto recebe a influência de vários fatores como visto na revisão da literatura. Entre esses fatores destacam-se o tipo de cimento, a relação água/cimento e as condições do ambiente.

A profundidade pode ser estimada (SILVA, 1995) com o auxílio do monógrafo apresentado na Figura 3.8, estabelecido a cerca de 30 anos e, para concretos curados adequadamente, tem apresentado resultados satisfatórios.

Aplicando-se os parâmetros de especificações do concreto utilizado nas estruturas dos edifícios em estudo, ao monógrafo da Figura 3.8 pode ser estimada a profundidade teórica de carbonatação, como pode ser observado na Figura 6.1.

Para os elementos das estruturas em estudo, os valores aproximados da profundidade teórica de carbonatação estão entre 5 mm e 10 mm, respectivamente para as idades do concreto entre 4,5 e 8 anos.



**Figura 6.1** Estimativa da profundidade teórica de carbonatação para os elementos estudados, segundo MEYER citado em SILVA (1995)

## 6.2 Profundidades de carbonatação verificadas comparadas aos preceitos das NBR 6118:1980 e NBR 6118:2003, agrupados por edifício

Os dados apresentados nas tabelas 5.2 e 5.3 e tabelas D1; D2; D3; D4 e D5 do Anexo D, permitiram a elaboração de gráficos (figuras 6.2 a 6.10), agrupados por edifícios e elementos estruturais, que possibilitam avaliar a magnitude das espessuras de concreto carbonatada e, ao mesmo tempo, compará-las à espessura de cobrimento de projeto em conformidade com as especificações da NBR 6118:1980, norma vigente na época da elaboração do projeto e execução das estruturas e às especificações da NBR 6118:2003.

Nas figuras 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 6.6, 6.7, 6.8, 6.9 e 6.10, foi adotada a seguinte terminologia para as suas respectivas legendas:

“Antiga NBR” e “Antiga Norma”: => Cobrimento recomendado pela NBR 6118:1980;

“Nova NBR” e “Nova Norma”: => Cobrimento recomendado pela NBR 6118:2003.

“Face Piso”: => Profundidade carbonatada na face piso de lajes

“Face Teto”: => Profundidade carbonatada na face teto de lajes

“Face a”:

=> Profundidade carbonatada na face a

“Face b”:

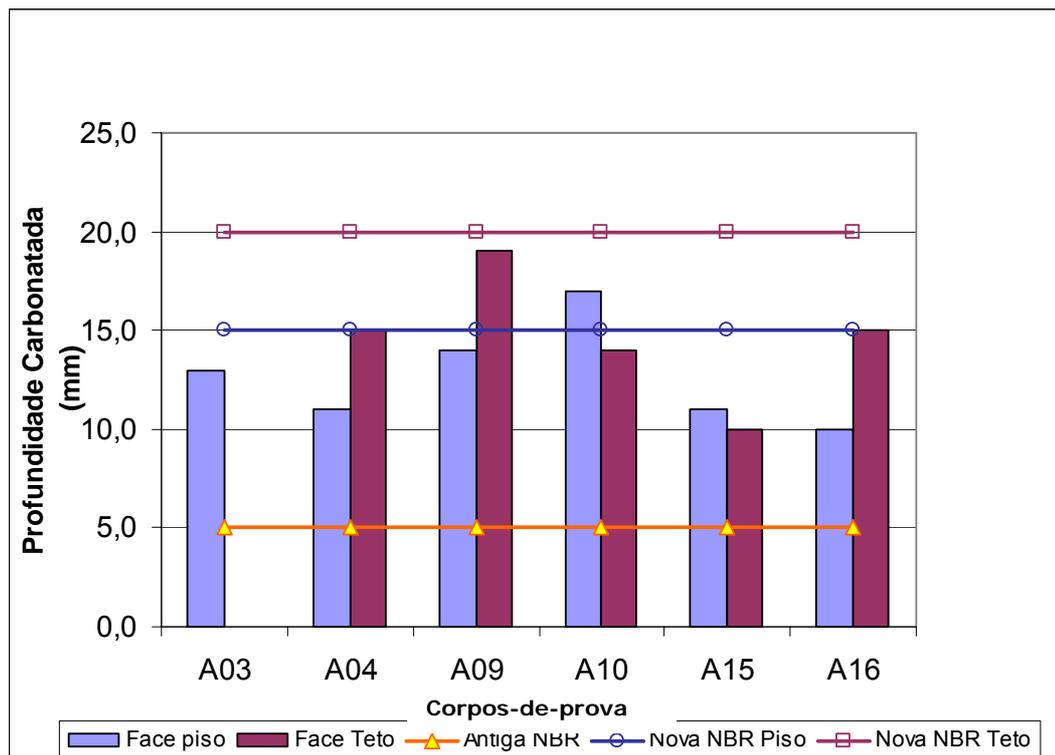
=> Profundidade carbonatada na face b

## **6.2.1 Análise dos resultados para experimentação pertinente ao edifício “A”**

A partir dos valores obtidos na Tabela 5.2, foi possível elaborar os gráficos apresentados nas figuras 6.2, 6.3 e 6.4, os quais permitem avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para lajes, pilares e vigas do edifício A.

### **6.2.1.1 Lajes do edifício “A”**

A Figura 6.2, obtida pela da análise da Tabela 5.2, apresenta os resultados pertinentes às lajes do edifício A.



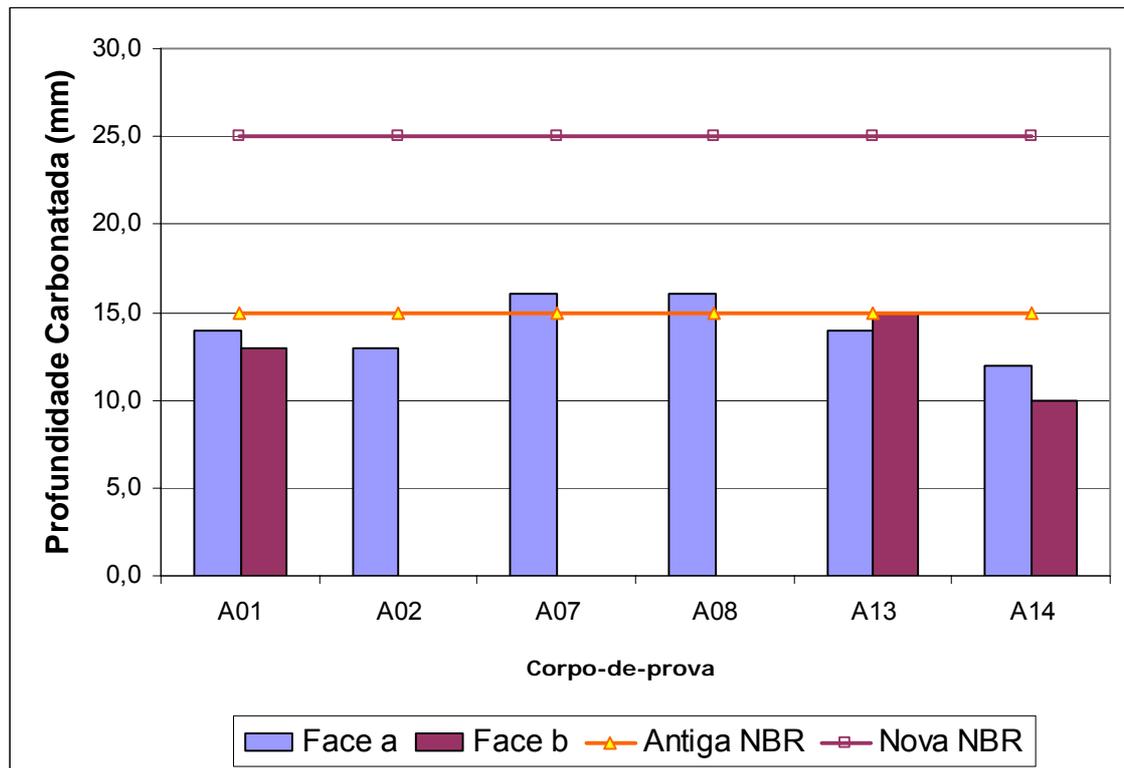
**Figura 6.2** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos-de-prova retirados de lajes do edifício “A”

Os valores da profundidade de carbonatação obtidos na totalidade das amostras retiradas de lajes da estrutura do edifício “A” ultrapassaram o limite recomendado pela NBR 6118:1980. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo o elemento da carbonatação ocorrida.

Salienta-se, porém, no caso de se considerar o limite recomendado para pisos pela NBR 6118:2003, apenas uma amostra teria ultrapassado o limite recomendado.

### 6.2.1.2 Pilares do edifício “A”

A Figura 6.3, obtida pela análise da Tabela 5.2, apresenta os resultados pertinentes aos pilares do edifício A.

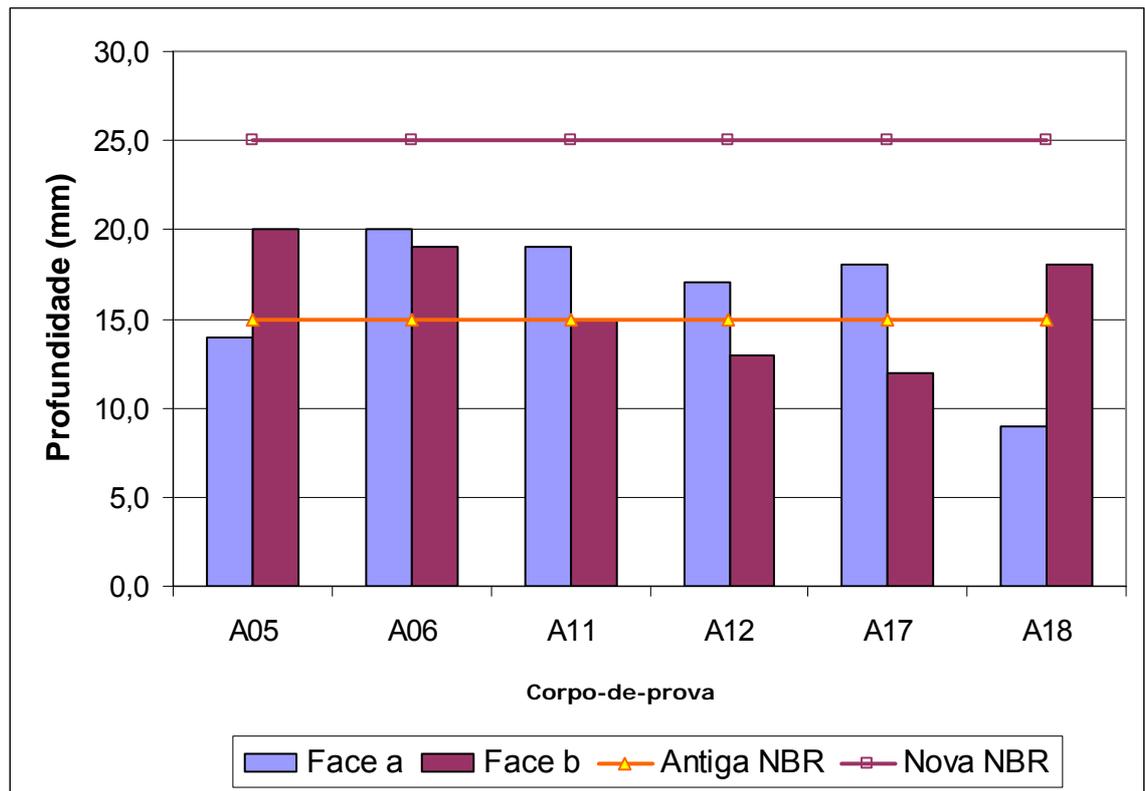


**Figura 6.3** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos-de-prova retirados de pilares do edifício A

Os valores da profundidade de carbonatação obtidos na totalidade das amostras retiradas de pilares da estrutura do edifício “A” atingiram níveis muito próximos do limite recomendado pela NBR 6118:1980, tendo sido ligeiramente ultrapassado esse limite em duas amostras da face “a”. Todavia, se for considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo esses pilares da carbonatação ocorrida.

### 6.2.1.3 Vigas do edifício “A”

A Figura 6.4, obtida pela análise da Tabela 5.2, apresenta os resultados pertinentes às vigas do edifício “A”.



**Figura 6.4** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos-de-prova retirados de vigas do edifício "A"

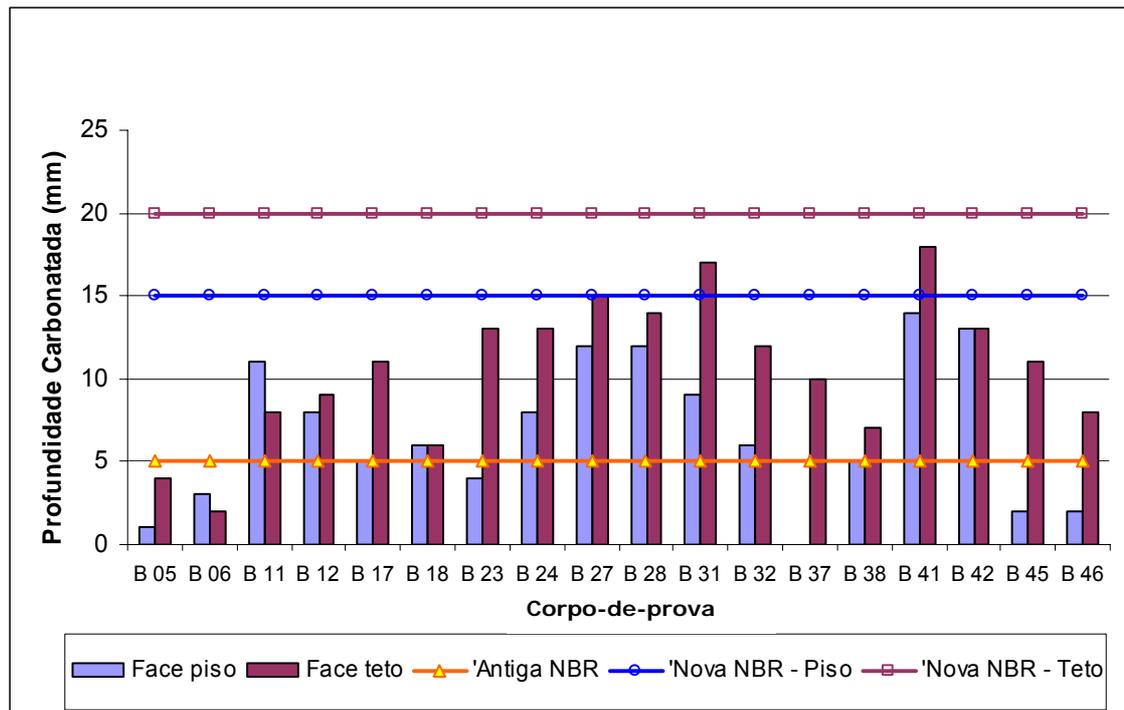
Do total de amostras retiradas de vigas da estrutura do edifício "A", observou-se que, na maioria dos valores, a profundidade de carbonatação atingiu níveis superiores ao limite recomendado pela NBR 6118:1980. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo esses elementos da carbonatação ocorrida.

### 6.2.2 Análise dos resultados para experimentação pertinente ao edifício "B"

A partir dos valores obtidos na Tabela 5.3 e tabelas D1 e D2 do anexo D, foi possível elaborar os gráficos apresentados na figura 6.5, 6.6 e 6.7, os quais permitem avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para lajes, pilares e vigas do edifício B.

### 6.2.2.1 Lajes do edifício “B”

A partir dos valores obtidos na Tabela 5.3, foi possível elaborar o gráfico apresentado na Figura 6.5, que permite avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para lajes da estrutura do edifício “B”.

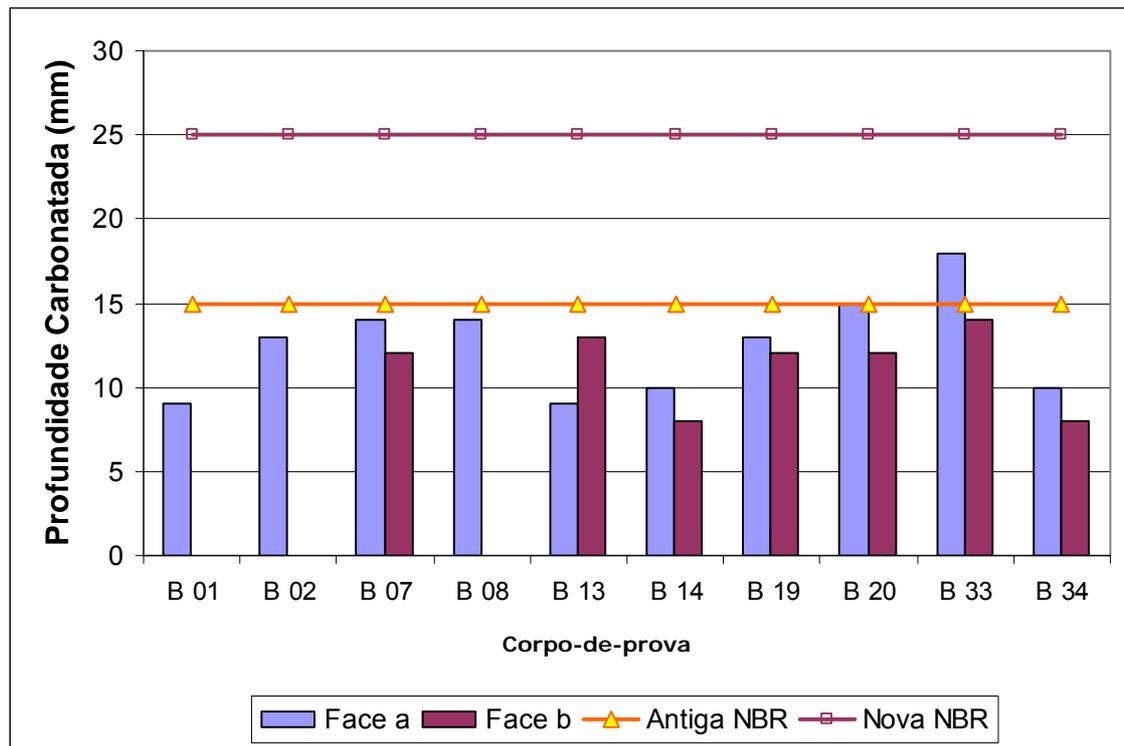


**Figura 6.5** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos-de-prova retirados de lajes do edifício “B”

A maioria dos valores da profundidade de carbonatação obtidos das amostras retiradas de lajes da estrutura do edifício “B” ultrapassou o limite recomendado pela NBR 6118:1980. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo todos os elementos, tanto da face piso como da face teto, da carbonatação ocorrida.

### 6.2.2.2 Pilares do edifício “B”

A partir dos valores obtidos na Tabela D1, foi possível elaborar o gráfico apresentado na Figura 6.6, os quais permitem avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para pilares da estrutura do edifício “B”.

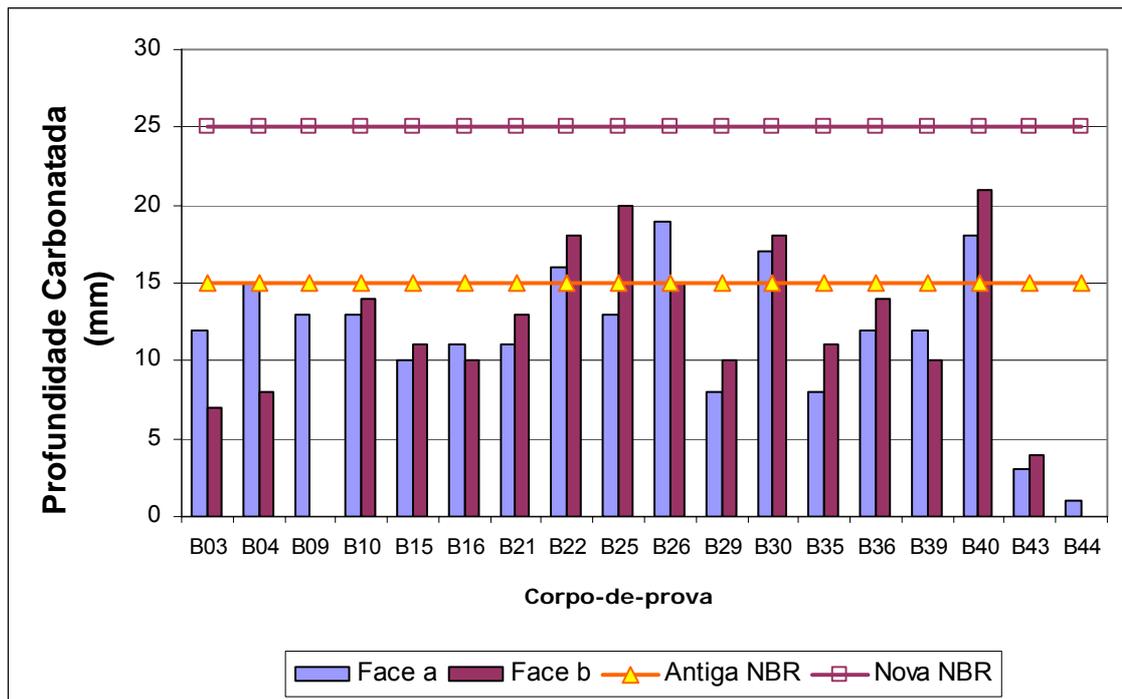


**Figura 6.6** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos de prova retirados de pilares do edifício “B”.

Os valores da profundidade de carbonatação obtidos na maioria das amostras retiradas de pilares da estrutura do edifício “B” atingiram níveis muito próximos do limite recomendado pela NBR 6118:1980, tendo sido ligeiramente ultrapassado esse limite em uma amostra da “face a”. Todavia, considerado o limite da NBR 6118/2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo os elementos da carbonatação ocorrida.

### 6.2.2.3 Vigas do edifício “B”

A partir dos valores obtidos na Tabela D2, foi possível elaborar o gráfico apresentado na Figura 6.7, os quais permitem avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para vigas da estrutura do edifício “B”.



**Figura 6.7** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos-de-prova retirados de vigas do edifício “B”

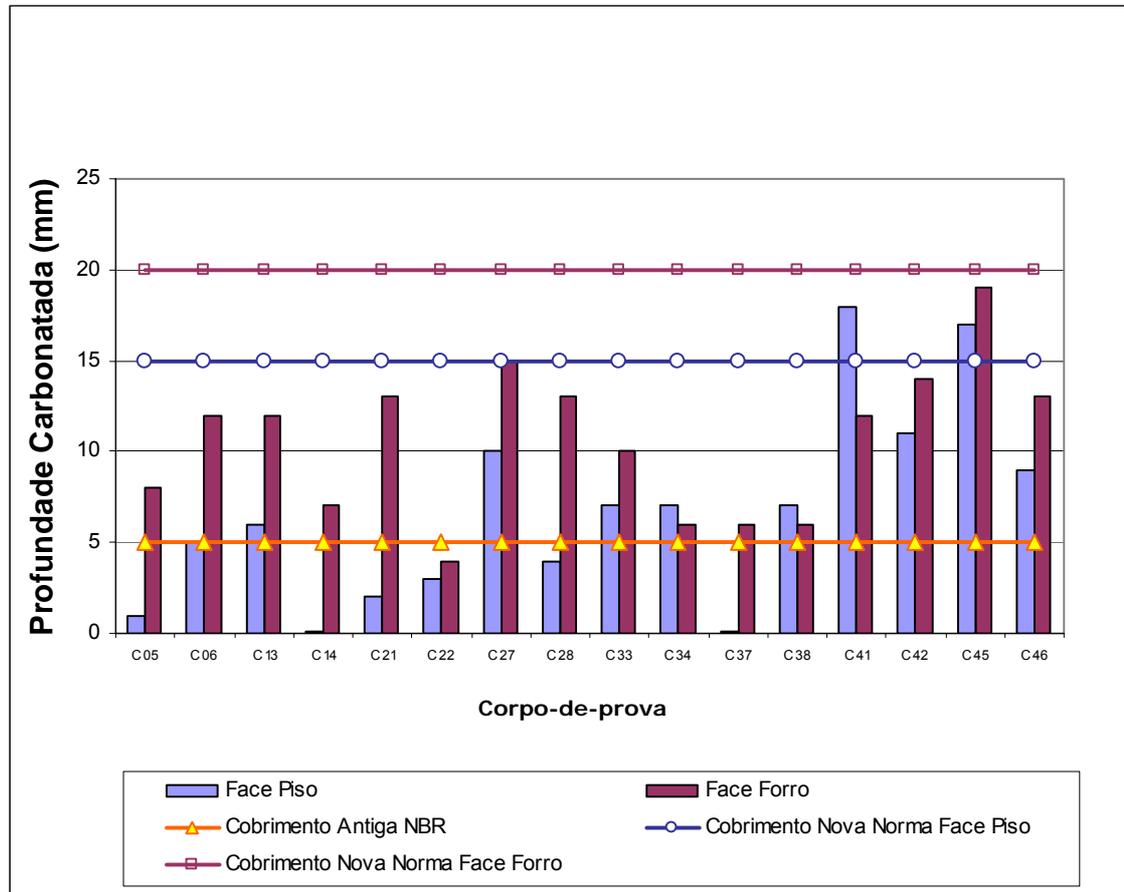
Das amostras retiradas de vigas da estrutura do edifício “B”, observou-se que, na sua maioria, os valores da profundidade de carbonatação não atingiram níveis superiores ao limite recomendado pela NBR 6118/1980. Salienta-se, porém, que mesmo quando esse nível não foi ultrapassado, a maioria dos valores encontra-se muito próximo a esse limite. Apenas uma pequena parte dessas amostras atingiu valores despreocupantes. Todavia, considerado o limite da NBR 6118/2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo esses elementos da carbonatação ocorrida.

### 6.2.3 Análise dos resultados para experimentação pertinente ao edifício “C”

A partir dos valores obtidos nas tabelas D3, D4 e D5, do Anexo D, foi possível elaborar os gráficos apresentados na figuras 6.8, 6.9 e 6.10, que permitem avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para lajes, pilares e vigas do edifício “C”.

### 6.2.3.1 Lajes do edifício “C”

A partir dos valores obtidos na Tabela D3, foi possível elaborar o gráfico apresentado na figura 6.8, a partir do qual permite-se avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para lajes da estrutura do edifício “C”.

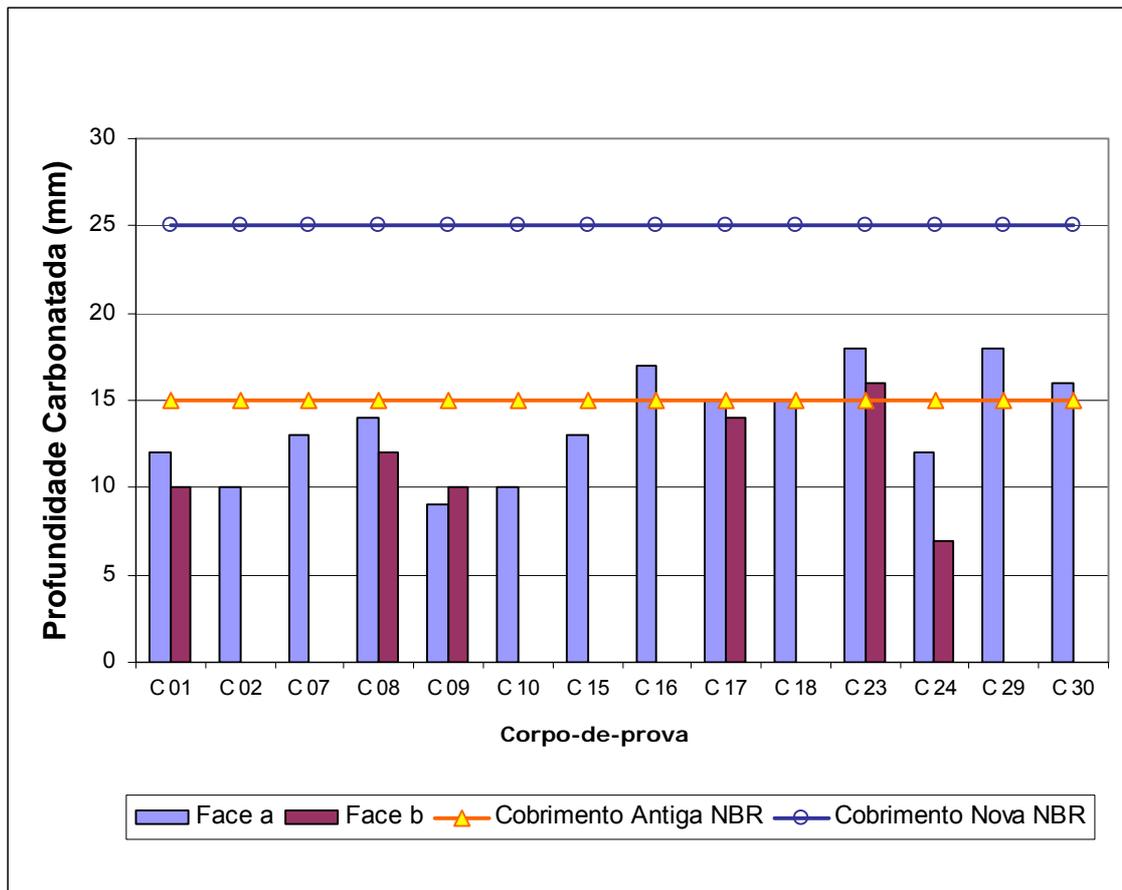


**Figura 6.8** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos-de-prova retirados de lajes do edifício “C”

Os valores da profundidade de carbonatação, obtidos na grande maioria das amostras retiradas de lajes da estrutura do edifício “C”, ultrapassaram o limite recomendado pela NBR 6118:1980. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimto seria suficiente para continuar protegendo na sua quase totalidade, o elemento da carbonatação ocorrida. Salienta-se, porém, no caso de se considerar o limite recomendado para pisos pela NBR 6118:2003, apenas três amostras teriam ultrapassado o limite recomendado.

### 6.2.3.2 Pilares do edifício “C”

A partir dos valores obtidos na Tabela D4, foi possível elaborar o gráfico apresentado na Figura 6.9, que permite avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para pilares da estrutura do edifício “C”.

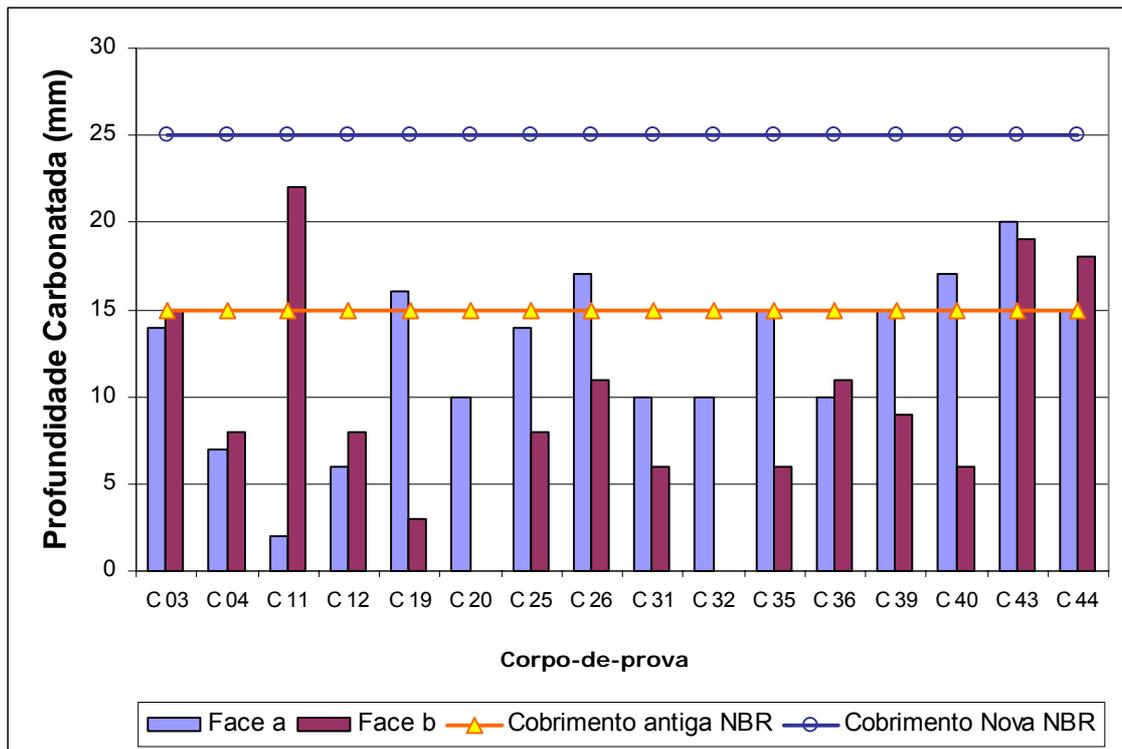


**Figura 6.9** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos-de-prova retirados de pilares do edifício “C”

Os valores da profundidade de carbonatação obtidos na maioria das amostras retiradas de pilares da estrutura do edifício “C” atingiram níveis muito próximos do limite recomendado pela NBR 6118/1980, tendo sido ligeiramente ultrapassado esse limite em uma pequena parte dessas amostras. Salienta-se, porém, que mesmo quando esse nível não foi ultrapassado, a maioria dos valores encontra-se muito próximo a esse limite, apenas uma pequena parte dessas amostras atingiu valores que podem ser considerados despreocupantes. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118/2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo os elementos da carbonatação ocorrida.

### 6.2.3.3 Vigas do edifício “C”

A partir dos valores obtidos na Tabela D5, foi possível elaborar o gráfico apresentado na figura 6.10, permitindo avaliar a magnitude da profundidade de carbonatação para vigas da estrutura do edifício C.



**Figura 6.10** Valores da profundidade de carbonatação obtidos em corpos-de-prova retirados de vigas do edifício C

Das amostras retiradas de vigas da estrutura do edifício B, observou-se que, na sua maioria, os valores da profundidade de carbonatação não atingiram níveis superiores ao limite recomendado pela NBR 6118:1980. Salienta-se, porém, que mesmo quando esse nível não foi ultrapassado, a maioria dos valores encontra-se muito próximo a esse limite, apenas uma pequena parte dessas amostras atingiu valores que podem ser considerados despreocupantes. Todavia se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo esses elementos da carbonatação ocorrida.

### 6.3 Profundidade de carbonatação em elementos estruturais em função da idade do concreto

Na Tabela 6.1 são apresentados parcialmente, os resultados da profundidade de carbonatação para pilares dos edifícios “A”, “B” e “C”.

#### 6.3.1 Profundidade de carbonatação em pilares dos edifícios “A”, “B” e “C”

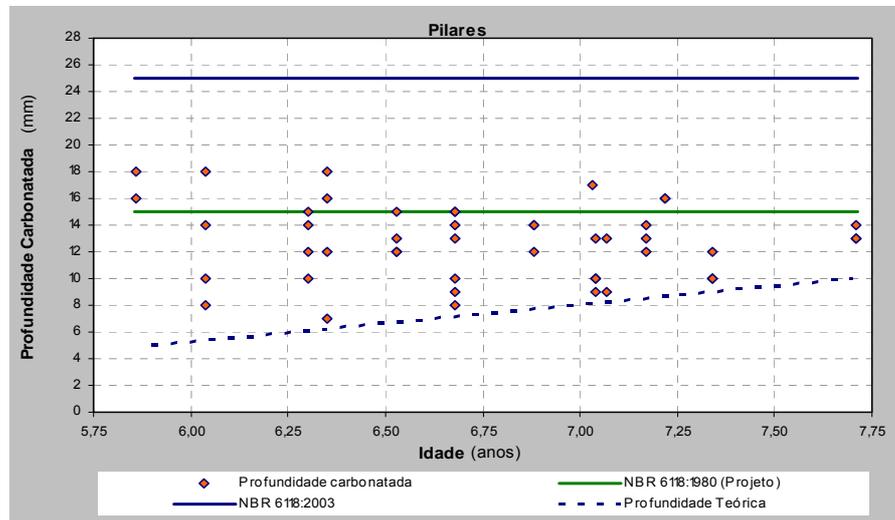
Os valores obtidos para as profundidades de carbonatação em pilares dos edifícios “A”, “B” e “C” estão apresentados na Tabela 6.1.

**Tabela 6.1** Profundidade de carbonatação em pilares dos edifícios “A”, “B” e “C”

AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO			Idade na data de ensaio (anos)	Cobrimento NBR 6118:1980	Cobrimento NBR 6118:2003	Cobrimento especificado (mm)	Profundidade carbonatada (mm)
CP	Face	Localização					
C-29	a	Pilar 7o. Tipo Edifício C	5,9	15	25	15	18
C-30	a	Pilar 7o. Tipo Edifício C	5,9	15	25	15	16
B-33	a	Pilar 6o. Tipo Edifício B	6,0	15	25	15	18
B-33	b	Pilar 6o. Tipo Edifício B	6,0	15	25	15	14
B-34	a	Pilar 6o. Tipo Edifício B	6,0	15	25	15	10
B-34	b	Pilar 6o. Tipo Edifício B	6,0	15	25	15	8
A-13	a	Pilar Duplex Sup. Edifício A	6,3	15	25	15	14
A-13	b	Pilar Duplex Sup. Edifício A	6,3	15	25	15	15
...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...
A-07	a	Pilar 7o. Tipo Edifício A	7,2	15	25	15	16
A-08	a	Pilar 7o. Tipo Edifício A	7,2	15	25	15	16
C-01	a	Pilar Subsolo 2 Edifício C	7,3	15	25	15	12
C-01	b	Pilar Subsolo 2 Edifício C	7,3	15	25	15	10
C-02	a	Pilar Subsolo 2 Edifício C	7,3	15	25	15	10
A-01	a	Pilar Térreo Edifício A	7,7	15	25	15	14
A-01	b	Pilar Térreo Edifício A	7,7	15	25	15	13
A-02	a	Pilar Térreo Edifício A	7,7	15	25	15	13

Foram elaboradas tabelas, similares à Tabela 6.1, para cada um dos agrupamentos. (“pilares”, “vigas”, “lajes face piso” e “lajes face teto”). Essas, estão apresentadas nos anexos do grupo E (anexos/tabelas E1, E2, E3 e E4), que possibilitaram a obtenção das figuras 6.11; 6.12; 6.13 e 6.14, a partir das quais pode comparar a profundidade carbonatada com as especificações da NBR 6118:1980 e NBR 6118:2003, e com a profundidade teórica aproximada obtida por meio do monógrafo da Figura 6.1.

Na Figura 6.11, pode-se se comparar a profundidade carbonatada com as especificações da NBR 6118 de 1980 e 2003, e com a profundidade teórica para pilares dos edifícios “A”, “B” e “C”.

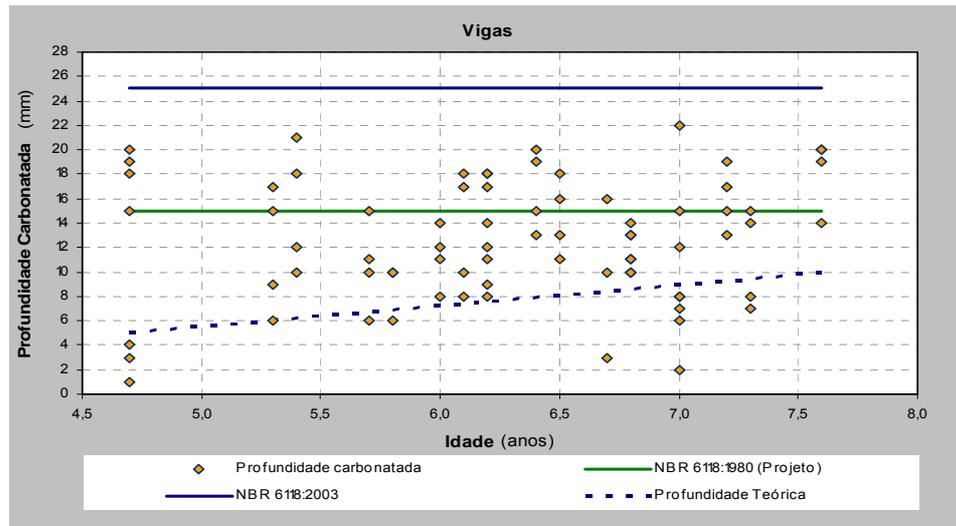


**Figura 6.11** Valores da profundidade de carbonatação em corpos-de-prova retirados de pilares

Os valores da profundidade de carbonatação obtidos na maioria das amostras retiradas de pilares atingiram níveis muito próximos do limite recomendado pela NBR 6118:1980, tendo sido ligeiramente ultrapassado em algumas amostras. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo suas armaduras. As profundidades de carbonatação efetiva, na totalidade das amostras, foram ultrapassadas pela profundidade teórica.

### 6.3.2 Profundidade de carbonatação em vigas dos edifícios “A”, “B” e “C”

Na Figura 6.12, pode-se se comparar a profundidade carbonatada com as especificações da NBR 6118 de 1980 e 2003, e com a profundidade teórica para pilares dos edifícios “A”, “B” e “C”.

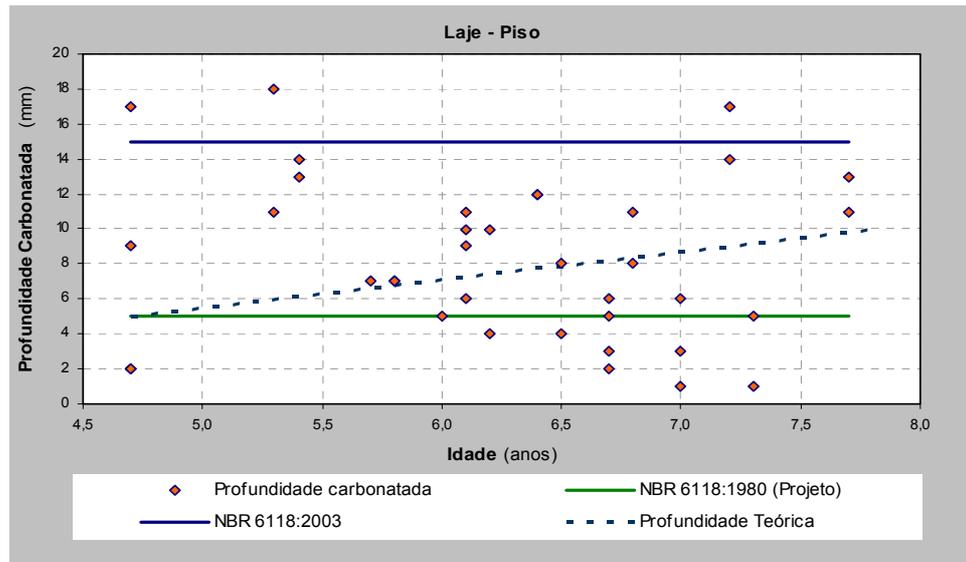


**Figura 6.12** Valores da profundidade de carbonatação em corpos-de-prova retirados de vigas

Os valores da profundidade de carbonatação obtidos na maioria das amostras retiradas de vigas já ultrapassaram ou atingiram níveis muito próximos do limite recomendado pela NBR 6118:1980, tendo sido ultrapassado em muitas amostras. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo suas armaduras. As profundidades de carbonatação efetiva, na maioria das amostras, foram ultrapassadas pela profundidade teórica.

### 6.3.3 Profundidade de carbonatação em lajes face piso dos edifícios “A”, “B” e “C”

Na Figura 6.13 pode-se se comparar a profundidade carbonatada com as especificações da NBR 6118 de 1980 e 2003, e com a profundidade teórica para pilares dos edifícios “A”, “B” e “C”.



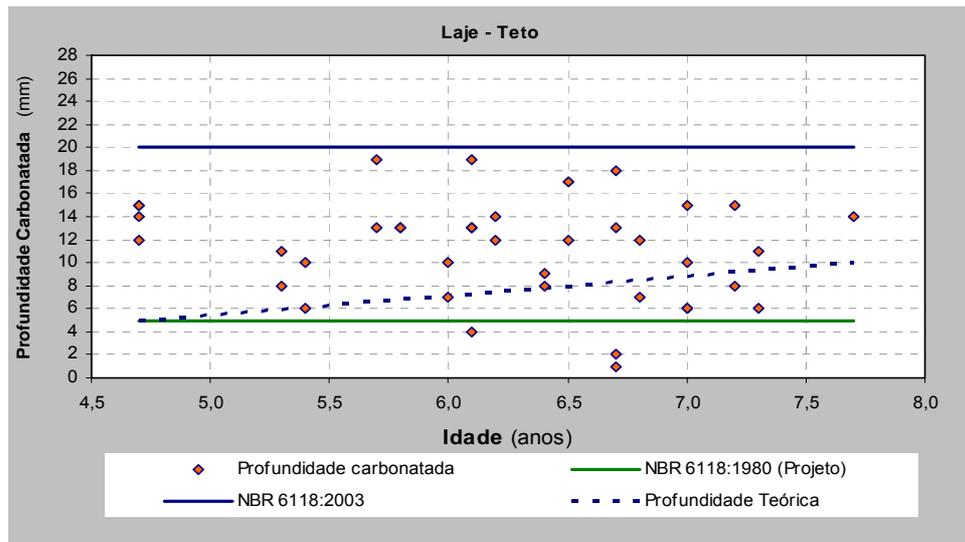
**Figura 6.13** Valores da profundidade de carbonatação em corpos-de-prova retirados de lajes - face piso

Os valores da profundidade de carbonatação obtidos na maioria das amostras retiradas de lajes face piso ultrapassaram o limite recomendado pela NBR 6118:1980. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento, na maioria das amostras, seria suficiente para continuar protegendo suas armaduras.

As profundidades de carbonatação efetiva na maioria das amostras foram ultrapassadas pela profundidade teórica.

#### 6.3.4 Profundidade de carbonatação em lajes face teto dos edifícios “A”, “B” e “C”

Na Figura 6.14 pode-se se comparar a profundidade carbonatada com as especificações da NBR 6118 de 1980 e 2003, e com a profundidade teórica para lajes face teto dos edifícios “A”, “B” e “C”.



**Figura 6.14** Valores da profundidade de carbonatação em corpos-de-prova retirados de lajes - face teto

Os valores da profundidade de carbonatação obtidos na maioria das amostras retiradas de lajes face teto ultrapassaram o limite recomendado pela NBR 6118:1980. Todavia, se considerado o limite da NBR 6118:2003, o cobrimento seria suficiente para continuar protegendo suas armaduras.

As profundidades de carbonatação efetiva na maioria das amostras, foram ultrapassadas pela profundidade teórica.

## 7 CONCLUSÕES

Em relação à normalização pode ser observado que, enquanto 52% dos valores verificados superaram o cobrimento especificado pela NBR 6118:1980, apenas 1,5% destes superaram o cobrimento especificado pela NBR 6118:2003, como pode ser observado na Tabela 7.1.

Essa situação é ainda mais crítica para os valores verificados para as lajes. Em relação às especificações da NBR 6118:1980, enquanto 73,0% dos valores referentes às lajes face piso e 92,3% dos valores referentes às lajes face teto superaram os limites da NBR 6118:1980, apenas 8,1% dos valores referentes às lajes face piso superaram os limites estabelecidos pela NBR 6118:2003. Dois fatores justificam este fato:

- a) A exigência da NBR 6118:1980 admitia valores da espessura da camada de cobrimento de 5 mm, portanto muito menos rigorosa do que a exigência da NBR 6118:2003;
- b) A profundidade de carbonatação verificada nas lajes apresentou valores da mesma magnitude dos valores verificados para os demais elementos. Não justificando, na prática, a utilização de cobrimentos inferiores como admitido na NBR 6118:1980.

Quanto aos procedimentos de execução e as recomendações da NBR 6118:1980 pode se constatar que cobrimentos de 5 mm têm a garantia de sua execução extremamente comprometida em função de circulação de pessoas e equipamentos e operações de aplicação do concreto.

Justifica-se, portanto, o maior rigor recomendado pela NBR 6118:2003, tanto de maneira geral como, principalmente, para lajes.

**Tabela 7.1** Sinopse comparativa entre carbonatação verificada e teórica *versus* especificações normativas

SINOPSE COMPARATIVA ENTRE CARBONATAÇÃO VERIFICADA E ESPERADA VERSUS ESPECIFICAÇÕES NORMATIVAS								
Elementos Estruturais Analisados	Ensaio realizado		Valores $\geq$ ao cobrimento especificado pela NBR 6118:1980		Valores $\geq$ ao cobrimento especificado pela NBR 6118:2003		Valores $>$ à Profundidade Teórica de Carbonatação	
	Quantidade	%	Quantidade	%	Quantidade	%	Quantidade	%
Pilares	46	23,2%	12	26,1%	0	0,0%	46	100,0%
Vigas	76	38,4%	28	36,8%	0	0,0%	63	82,9%
Lajes face piso	37	18,7%	27	73,0%	3	8,1%	16	43,2%
Lajes face teto	39	19,7%	36	92,3%	0	0,0%	36	92,3%
<b>Total</b>	<b>198</b>	<b>100,0%</b>	<b>103</b>	<b>52,0%</b>	<b>3</b>	<b>1,5%</b>	<b>161</b>	<b>81,3%</b>

Apresenta-se ainda, nessa tabela, a relação desses valores com a profundidade teórica aproximada, determinada conforme monógrafo apresentado na Figura 6.1, e foi observado que 81,3% do total das amostras apresentaram valores superiores à profundidade teórica de carbonatação (profundidade esperada). As prováveis justificativas para este fato são:

- Como verificado nos fatores intervenientes na profundidade de carbonatação, a relação da umidade relativa com a profundidade de carbonatação em função do tempo é bastante complexa devido aos aleatórios ciclos de umedecimento e secagem a que as estruturas podem estar expostas.
- Durante as vistorias e realização das extrações dos corpos-de-prova constatou-se a existência de diversas falhas de execução (ninhos de concretagem, cobrimento deficiente das armaduras, até mesmo a ausência total do concreto de cobrimento, mapeamento das armaduras em fundos de vigas e lajes). Como a estimativa da profundidade teórica é válida para concretos devidamente dosados, adensados e principalmente curados, isso indica essas prováveis deficiência nas operações de aplicação do concreto.

Quanto à metodologia experimental desenvolvida no presente trabalho, constatou-se por meio do ataque da solução indicadora diretamente na superfície externa do corpo de

prova (sem a ruptura por compressão diametral), que a medida da profundidade carbonatada não apresentou alteração em relação à medida realizada na superfície do plano de ruptura diametral. Essa constatação pode ser objeto de estudos futuros, e se confirmada, tornará trabalhos equivalentes a este, menos onerosos, mais rápidos e menos agressivos à estrutura estudada.

A partir das discussões pertinentes às profundidades de carbonatação diagnosticadas nos diversos elementos estruturais estudados, indica-se a necessidade de reparos e recuperação na retomada de execução. Além dos resultados apontarem essa necessidade, a ocorrência das falhas de execução citadas anteriormente, reforça esta orientação, no sentido de evitar problemas de durabilidade dos edifícios estudados.

A recuperação das estruturas pode ser realizada segundo diversas recomendações técnicas existentes na literatura e no meio técnico, entre as quais podem ser citadas:

- No livro Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto (HELENE 1992), apresentam-se de maneira prática, um roteiro que orienta os procedimentos para diagnóstico, especificações de materiais e correção dos problemas e execução de reparo e reforço estrutural.
- Na publicação O controle da corrosão de armaduras de concreto (CASCUDO 1997), destaca-se o capítulo 5 “Alternativas de reparo e medidas terapêuticas para processos corrosivos instalados”, capítulo este baseado no Relatório de vistoria técnica do condomínio residencial José Gorgone sob o ponto de vista de durabilidade e parecer sobre as possibilidades de reparo, realizado pelo autor e o Eng. W. Repette, em edifícios residenciais afetados por corrosão de armaduras na cidade de Araçatuba SP. No anexo F1 desta dissertação, está apresentado um resumo desse capítulo.
- Nas publicações Corrosão em armaduras para concreto armado (HELENE, 1986), e Tecnologia de edificações; uma coletânea de trabalhos da Divisão de

edificações do IPT, em encarte de um trabalho do mesmo autor, são apresentados roteiros para prevenção, recuperação e proteção contra a corrosão. No Anexo F2 desta dissertação, apresenta-se um resumo desses itens dessas publicações.

- Pode-se citar ainda, CANOVAS (1998), THOMAZ (2001), que também apresentam tópicos referentes a reparos, recuperação e reforço das estruturas de concreto armado.
- Além de publicações de pesquisadores e instituições de pesquisas, existem diversos procedimentos disponibilizados por empresas especializadas na recuperação de estruturas de concreto. Nos anexos F3 e F4 estão apresentados dois exemplos desses procedimentos.

A partir da conclusão da necessidade de recuperação e reparo nas estruturas dos edifícios “A”, “B” e “C” estudados, o Anexo F (F1, F2, F3 e F4), tem o objetivo de orientar os trabalhos dessas possíveis intervenções e também indicar a necessidade de continuidade desse estudo.

## **ANEXOS**

### **ANEXO A:** Dados relativos ao resgate do histórico da construção

- Anexo A1 Datas de concretagem da estrutura do edifício “A”
- Anexo A2 Mapa das resistências características do concreto e datas de concretagem da estrutura do edifício “B”
- Anexo A3 Mapa das resistências características do concreto e datas de concretagem da estrutura do edifício “B”
- Anexo A4 Características dos materiais componentes e de dosagem do concreto produzido no canteiro
- Anexo A5 Cronograma de serviços realizados de 21/07/96 a 20/08/96
- Anexo A6 Cronograma de serviços realizados de 21/02/97 a 20/03/97

### **ANEXO B:** Dados meteorológicos coletados no mês de abril de 2005. Exemplo.

### **ANEXO C:** Planilha de controle de concretagens e previsão de ensaios

### **ANEXO D:** Profundidades de carbonatação em elementos estruturais dos edifícios “A”, “B” e “C”

- Anexo D1 Profundidade de carbonatação em pilares do edifício “B”;
- Anexo D2 Profundidade de carbonatação em vigas do edifício “B”;
- Anexo D3 Profundidade de carbonatação em lajes do edifício “C”;
- Anexo D4 Profundidade de carbonatação em pilares do edifício “C”;
- Anexo D5 Profundidade de carbonatação em vigas do edifício “C”.

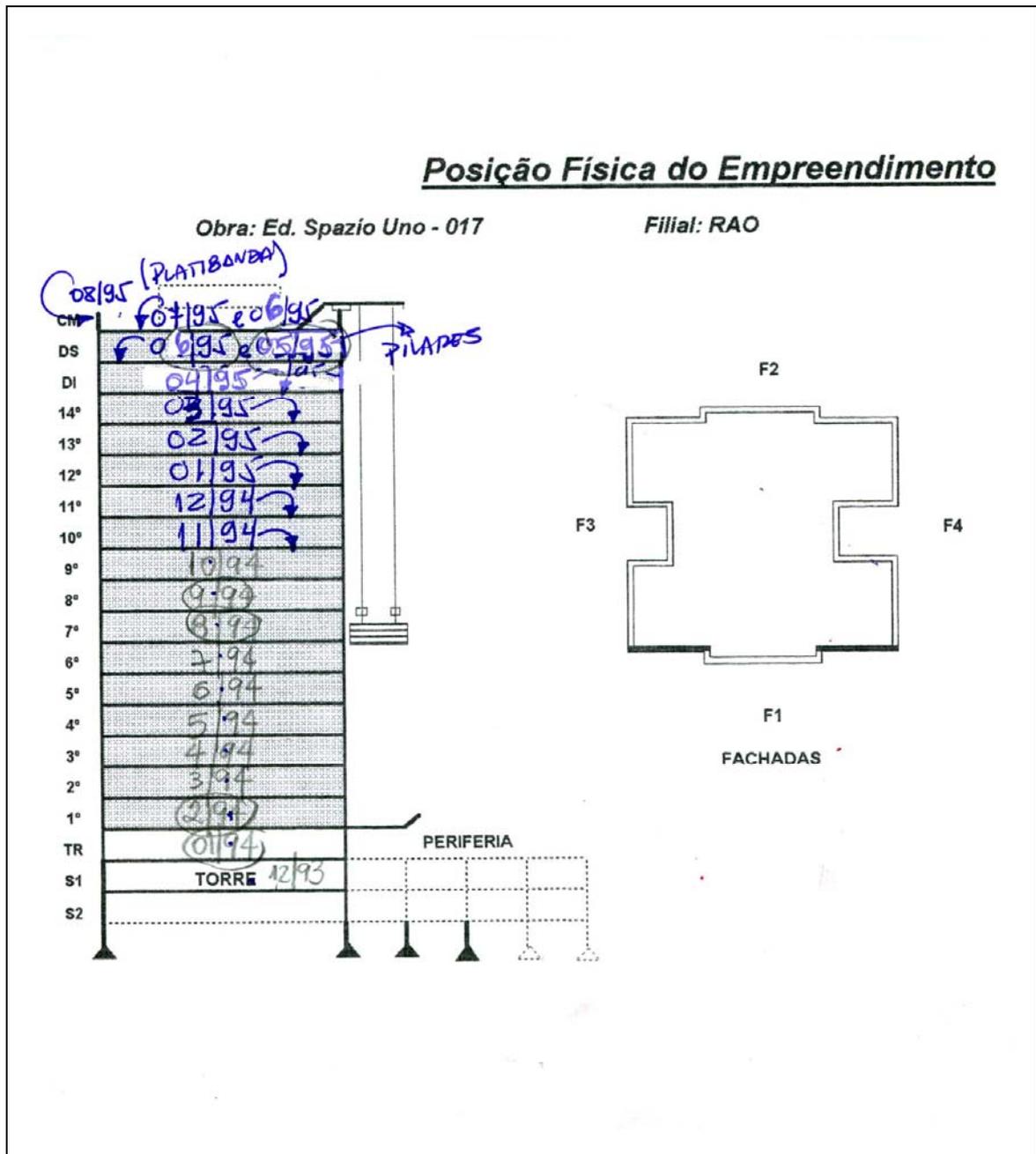
### **ANEXO E:** Profundidade de carbonatação agrupados por elementos estruturais

- Anexo E1 Profundidade de carbonatação em pilares dos edifícios “A”, “B” e “C”
- Anexo E2 Profundidade de carbonatação em vigas dos edifícios “A”, “B” e “C”
- Anexo E3 Profundidade de carbonatação em lajes face piso dos edifícios “A”, “B” e “C”
- Anexo E4 Profundidade de carbonatação em lajes face teto dos edifícios “A”, “B” e “C”

**ANEXO F:** Procedimentos básicos para reparo, recuperação e reforço da estrutura

- Anexo F1 Síntese do capítulo 5 da publicação O controle da corrosão de armaduras em concreto (CASCUDO 1997)
- Anexo F2 Síntese do capítulo 13 de Corrosão em armaduras para concreto armado (HELENE, 1986) e Tecnologia de edificações. Encarte 023
- Anexo F3 Procedimentos para reparo e reforço do concreto com argamassas industrializadas - <http://www.texsa.com.br>
- Anexo F4 Procedimentos para avaliação da deterioração e Recuperação do concreto armado “Diprotec” - <http://www.diprotec.com.br>

Anexo A1 - Dados de concretagem da estrutura do edifício "A"



## Anexo A2 Mapa das resistências características do concreto e datas de concretagem da estrutura do edifício “B”

### MAPA DAS RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

Obra: Ed. Solar Firenze - 022 - RAO

fck: 25,0 MPa

TP. RES.	P63-	L28-	L63-	
BARRIL.	P28-	L28-	L63-	
P.C.M.	P63-	L28-	L63-	
C.D.S	P63-	L28-	L63-	
PDS	P63-	L28-	L63-	
PDI	P63-	L28-	L63-	
14°	P63-	L28-	L63-	
13°	P63-	L28-	L63-	
12°	P63-	L28-	L63-	
11°	P63-	L28-	L63-	
10°	P63-	L28- 20,9	L63- 24,6	
9°	P28- 21,9	P63- 25,5	L28- 15,1	L63- 25,1
8°	P28- 24,2	P63- 26,4	L28- 25,4	L63- 27,3
7°	P28- 24,8	P63- 30,0	L28- 23,0	L63- 31,4
6°	P28- 26,6	P63- 32,7	L28- 25,3	L63- 27,5
5°	P28- 30,7	P63- 34,4	L28- 25,3	L63- 27,5
4°	P28- 27,0	P63- 31,8	L28- 26,6	L63- 29,0
3°	P28- 33,2	P63- 33,8	L28- 24,9	L63- 30,7
2°	P28- 23,9	P63- 28,6	L28- 26,3	L63- 31,0
1°	P28- 31,7	P63- 34,2	L28- 26,8	L63- 29,7
TR	P28- 19,5	P63- 25,6	L28- 27,0	L63- 30,6
S1	P28- 27,2	P63- 31,3	L28- 32,1	L63- 33,8
S2	P28- 29,3	P63- 32,0		

PAVTO.	DATAS DE CONCRETAGEM	
	PILAR	LAJE
TP. RES.		
BARRIL.		
P.C.M.		
C.D.S		
PDS		
PDI		
14°		
13°		
12°		
11°		
10°		10/Abr/97
9°	26/Mar/97	08/Ago/96
8°	03/Mai/96	28/Fev/96
7°	16/Fev/96	13/Dez/95
6°	04/Dez/95	09/Nov/95
5°	27/Set/95	08/Ago/95
4°	28/Jun/95	28/Jun/95
3°	07/Jun/95	12/Mai/95
2°	08/Mai/95	19/Abr/95
1°	13/Abr/95	08/Mar/95
TR	02/Mar/95	13/Fev/95
S1	01/Fev/95	02/Dez/94
S2	23/Nov/94	

**Anexo A3** Mapa das resistências características do concreto e datas de concretagem da estrutura do edifício “C”

**MAPA DAS RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO**

Obra: Ed. Maison Etoile - 027 - RAO

fck: 25,0 MPa

TP. RES.	P63-	L28-	L63-
BARRIL	P28- P63-	L28-	L63-
P.C.M.	P28- P63-	L28-	L63-
C.D.S	P28- P63-	L28-	L63-
PDS	P28- P63-	L28-	L63-
PDI	P28- P63-	L28-	L63-
14°	P28- P63-	L28-	L63-
13°	P28- P63-	L28-	L63-
12°	P28- P63-	L28-	L63-
11°	P28- P63-	L28- 20,8	L63- 25,3
10°	P28- 20,8	L28- 19,4	L63- 25,5
9°	P28- 22,0	L28- 24,4	L63- 24,8
8°	P28- 26,1	L28- 25,6	L63- 27,9
7°	P28- 24,3	L28- 26,3	L63- 29,8
6°	P28- 23,9	L28- 23,8	L63- 29,6
5°	P28- 28,0	L28- 29,8	L63- 31,3
4°	P28- 29,3	L28- 31,9	L63- 32,3
3°	P28- 27,7	P63- 30,0	L28- 28,2
2°	P28- 28,4	P63- 31,0	L28- 23,2
1°	P28- 23,2	P63- 23,9	L28- 20,1
TR	P28- 21,6	P63- 29,2	L28- 21,3
S1	P28- 20,7	P63- 29,3	L28- 20,9
S2	P28- 28,5	P63- 34,4	

PAVTO.	DATAS DE CONCRETAGEM		LAJE
	PILAR		
TP. RES.			
BARRIL			
P.C.M.			
C.D.S			
PDS			
PDI			
14°			
13°			
12°			
11°		04/Abr/97	
10°	11/Mar/97	22/Ago/96	
9°	24/Jul/96	11/Abr/96	
8°	22/Mar/96	28/Fev/96	
7°	12/Fev/96	10/Out/95	
6°	14/Ago/85	16/Jul/95	
5°	13/Jul/95	31/Mai/95	
4°	23/Mai/95	28/Abr/95	
3°	17/Abr/95	16/Mar/95	
2°	08/Fev/95	27/Jan/95	
1°	23/Jan/95	13/Dez/94	
TR	08/Dez/94	03/Nov/94	
S1	19/Ou/94	25/Ago/94	
S2	18/Ago/94		

**Anexo A4** Características dos materiais componentes e de dosagem do concreto produzido no canteiro (concretagens realizadas a partir de julho de 1996)

<b>TRAÇO DE CONCRETO</b>									
Regional : RAO									
INTERESSADO: ENCOL S/A ENG. IND. E COM. - RAO - OBRAS DIVERSAS									
fck: 25,0 Mpa fcd aos 28 dd =31,5 Mpa TRACO C 0									
APLICAÇÃO: PILARES, VIGAS E LAJES - NOVATEC / CONVENCIONAL									
MATERIAL	TRAÇO EM		Massa Unitár. (KG/DM3)	CAIXAS		DIMENSÕES DAS CAIXAS			
	Massa (KG)	Volume (DM3)		QTD	Volume(L)	PROCEDENCIA OU MARCA MATERIAIS	LADO	AREIA	P/ DOSAR AGREGADOS
CIMENTO	100	02 sacos	1,15		ITAU - CP II E - 32	(A)	57,5		57,5
AREIA	254	215,8	1,53(C.I.=1,30	4	MUNHOZ-Média Grossa(*)	(B)	39,0		39,0
PEDRA BRITADA	246	161,8	1,52	3	CARRASCOZA - 19 mm	(C)	37,0		37,0
ÁGUA	55	55				(D)	29,2		29,2
ADITIVO									
OUTROS									
UMIDADE CRÍTICA DA AREIA 5,0%									
% DE PEDRA BRITADA: No. 1 = 100%									
TRAÇO UNITÁRIO 1,00 : 5,0 ar/c=0,55 / 1,00 : 2,54 : 2,46 No. 2 = 0%									
TEOR DE ARGAMASSA = 59%									
DIMENSÃO MÁXIMA CARACTERÍSTICA DA MISTURA 19mm									
MÓDULO DE FINURA(AREIA) = 2,99 MÓDULO DE FINURA DA BRITA 6,93									
TABELA PARA CORREÇÃO DA QUANTIDADE DE ÁGUA A SER APLICADA NO TRAÇO									
UMIDADE DA AREIA (%)									
ÁGUA A SER LANÇADA (Em Litros)									
VOLUME POR BETONADA: 256 litros									
AR INCORPORADO:									
CONSUMO DE CIMENTO POR m³= 358 Kg/m³									
ABATIMENTO: 90 +/- 10 mm									
MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO= 2.343 Kg/m³									
Observação (*): O nome comercial da Areia é "Areia Grossa p/ Concreto Encol "									
TRACO_C0181									

**Anexo A5** Cronograma de serviços realizados de 21/07/96 a 20/08/96 (exemplo)

**Cronograma de serviços realizados da Equipe de Concreto no Período de 21/07/96 a 20/08/96**

Nº OBRA	OBRA	PEÇA	DATA INICIO	DATA TERMINO	CONCRETO PRODUZIDO	CONCRETO USINADO	CONCRETO BOMBEADO	TOTAL DE CONC. LANÇADO
35	Portal dos Pássaros - B-D	Pilar	22/07/96	23/07/96	12,00			12,00
27	Maison Etoile	Pilar	24/07/96	25/07/96	14,85			14,85
22	Solar Firenze	Viga/Laje	02/08/96	08/08/96	49,59			49,59
34	Maison Versailles	Pilar/Escada	09/08/96	09/08/96		21,00		21,00
21	Plaza Tower	Pilar	12/08/96	13/08/96	16,66			16,66
31	São Francisco	Pilar	14/08/96	14/08/96	12,47			12,47
9	Noblesse Residence	Viga/Laje	15/08/96	16/08/96		41,00		41,00
27	Maison Etoile	Viga/Laje	20/08/96	20/08/96	12,47			12,47
<b>TOTAL</b>					<b>118,04</b>	<b>62,00</b>		<b>180,04</b>

FUNÇÃO	Nº DE FUNCIONÁRIOS	TOTAL DE HORAS TRAB.	TOTAL DE HORAS FIAF	TOTAL DE R.P.M. R\$	MÉDIA DE SALDO/m3
Oficial	6	1075	88	489,56	
Servente	11	1685	158	604,27	
<b>TOTAL</b>	<b>17</b>	<b>2760</b>	<b>246</b>	<b>1093,83</b>	<b>6,08</b>

**Anexo A6** Cronograma de serviços realizados de 21/02/97 a 20/03/97 (exemplo)

**CRONOGRAMA DE SERVIÇOS REALIZADOS PELA EQUIPE DE CONCRETO NO PERÍODO DE 21/02/97 A 20/03/96**

No. OBRA	OBRA	PEÇA	PAV.	DATA INICIO	DATA TÉRMINO	CONCRETO PRODUZIDO	CONCRETO USINADO	TOTAL DE CONC. LANÇADO
025	Avant Place	Viga e laje	6 Pav.	24/02/97	27/02/97	71,70		
021	Plaza Tower	Pilares	14 Pav.	28/02/97	28/02/97		19,00	
35D	Portal dos Pássaros	Viga e Laje	Cobertura	05/03/97	10/03/97	41,80		
027	Maison Etoile	Pilares	11 Pav.	11/03/97	11/03/97		13,00	
034	Maison Versailles	Pilares	5 Pav.	12/03/97	12/03/97		18,00	
021	Plaza Tower	Viga e Laje	15 Pav.	13/03/97	20/03/97	76,70		
				<b>TOTAL</b>		<b>190,20</b>	<b>50,00</b>	<b>240,20</b>

FUNÇÃO	No. DE FUNCIONÁRIOS	TOTAL DE HORAS TRAB.	TOTAL DE HORAS FIA/GR.	TOTAL DE R.P.M. (R\$)	MÉDIA DE SALDO/m³
Oficial	8	1299	141	766,84	
Servente	9	1540	80	746,35	
<b>TOTAL</b>	<b>17</b>	<b>2839</b>	<b>221</b>	<b>1513,19</b>	<b>6,30</b>

**Anexo B** Dados meteorológicos coletados no mês de abril de 2003. Exemplo.

PERÍODO		22/05/2005 17:09												
ANO	ANO	Data	Dia Juliano	HORA	T (°C)	UR (%)	Vel. Vento (m/s)	Dir. Vento (Graus)	Desvio	Rad. Solar (W/m <sup>2</sup> )	Fluxo Calor Solo (W/m <sup>2</sup> )	CHUVA (mm)	Tmáx. (°C)	Tmín. (°C)
2005	2005	01/abr	91	2400	25,07	67,21	1,30	122,00	53,01	188,90	-2,12	0,00	31,06	18,74
2005	2005	02/abr	92	2400	25,73	66,28	1,64	172,40	84,60	224,40	0,09	0,00	31,85	19,62
2005	2005	03/abr	93	2400	25,58	72,00	1,62	182,00	92,30	225,90	0,12	32,77	31,33	20,88
2005	2005	04/abr	94	2400	25,24	77,10	1,34	134,70	61,97	157,30	0,21	29,72	31,19	21,96
2005	2005	05/abr	95	2400	25,22	74,30	1,39	133,30	40,79	179,30	0,64	0,00	32,44	20,96
2005	2005	06/abr	96	2400	25,72	71,40	1,10	133,00	73,20	183,40	1,53	0,00	31,99	20,44
2005	2005	07/abr	97	2400	26,63	68,26	1,29	118,20	76,80	218,60	3,56	0,00	32,36	21,21
2005	2005	08/abr	98	2400	26,62	69,38	1,06	140,90	88,90	198,90	4,25	1,02	31,77	22,66
2005	2005	09/abr	99	2400	26,55	65,34	1,39	118,90	56,41	245,70	4,25	0,00	32,99	20,82
2005	2005	10/abr	100	2400	26,18	62,57	1,52	115,70	46,37	244,70	0,44	0,00	32,32	19,87
2005	2005	11/abr	101	2400	25,44	59,29	1,46	144,70	78,30	240,10	-0,71	0,00	31,74	19,93
2005	2005	12/abr	102	2400	25,25	62,58	1,22	165,50	58,96	241,20	-0,13	0,00	32,44	18,13
2005	2005	13/abr	103	2400	25,23	63,17	1,40	130,60	48,64	234,00	-1,23	0,00	32,50	18,43
2005	2005	14/abr	104	2400	24,85	61,06	1,38	120,80	49,42	245,10	-2,17	0,00	31,96	18,84
2005	2005	15/abr	105	2400	24,34	64,03	1,20	166,10	70,50	218,70	-1,71	0,51	32,74	17,67
2005	2005	16/abr	106	2400	24,75	62,58	1,11	153,60	82,90	229,80	-0,72	0,00	32,55	17,76
2005	2005	17/abr	107	2400	24,99	63,88	1,35	143,40	65,81	211,20	-0,09	0,00	32,88	18,83
2005	2005	18/abr	108	2400	23,98	63,20	1,23	138,80	58,37	206,00	-4,06	0,00	31,38	17,46
2005	2005	19/abr	109	2400	23,27	65,46	1,27	135,40	50,02	182,40	-5,02	0,00	30,60	16,58
2005	2005	20/abr	110	2400	24,30	63,65	1,66	141,30	83,10	201,30	-1,95	0,00	31,58	18,29
2005	2005	21/abr	111	2400	22,81	71,90	1,36	197,90	95,40	147,70	-4,49	0,51	29,12	18,97
2005	2005	22/abr	112	2400	22,96	70,50	1,14	153,30	75,80	183,60	-1,76	0,00	30,09	17,51
2005	2005	23/abr	113	2400	23,51	67,85	1,44	150,40	73,80	187,70	-2,76	0,00	30,57	17,56
2005	2005	24/abr	114	2400	23,50	63,97	1,34	140,10	66,89	223,30	-1,42	0,00	32,20	16,41
2005	2005	25/abr	115	2400	21,58	80,80	1,26	192,00	66,64	88,10	-7,95	8,38	26,69	18,79
2005	2005	26/abr	116	2400	20,72	73,50	2,35	158,50	35,42	89,40	-9,60	0,25	23,03	18,13
2005	2005	27/abr	117	2400	20,48	65,22	1,82	135,30	26,90	150,40	-6,12	0,00	24,67	16,96
2005	2005	28/abr	118	2400	21,13	73,80	1,47	152,60	53,40	103,40	-4,94	1,27	25,43	17,33
2005	2005	29/abr	119	2400	21,29	78,60	1,30	120,30	73,80	164,00	-1,11	13,46	29,42	17,32
2005	2005	30/abr	120	2400	20,01	78,30	1,39	187,30	86,50	95,10	-7,59	0,00	24,58	17,04
<b>Semana</b>	<b>ANO</b>	<b>Data</b>	<b>DIA JUL</b>	<b>HORA</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Σ Chuva</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>
Semana 1	2005	01 a 07	91 a 97	2400	25,60	70,94	1,38	142,23	68,95	196,83	0,57	62,49	31,75	20,54
Semana 2	2005	08 a 14	98 a 104	2400	25,73	63,34	1,35	133,87	61,00	235,67	0,22	1,02	32,25	19,81
Semana 3	2005	15 a 21	105 a 111	2400	24,06	64,96	1,31	153,79	72,30	199,59	-2,58	1,02	31,55	17,94
Semana 4	2005	22 a 30	112 a 120	2400	21,69	72,50	1,50	154,42	62,13	142,78	-4,81	23,36	27,41	17,45
<b>Mês</b>	<b>ANO</b>	<b>Data</b>	<b>DIA JUL</b>	<b>HORA</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>	<b>Σ Chuva</b>	<b>Média</b>	<b>Média</b>
Abril	2005	01 a 30	91 a 120	2400	24,27	67,93	1,39	146,08	66,10	193,72	-1,65	87,89	30,74	18,94

**Anexo C** Ficha de controle para apontamento da profundidade de carbonatação edifício “C” - parcial

Ficha de controle - Profundidade de Carbonatação								<b><i>Edifício C</i></b>					
Copo de Prova - CP		Frentes previstas para medida da profundidade de carbonatação											
CP	Localização	<b>a</b>					<b>b</b>						
		Média	Profundidade (mm)			min.	max.	Média	Profundidade (mm)			min.	max.
C01	pilar subsolo 2	11,3	12	11	11			9,3	9	10	9		
C02	pilar subsolo 2	10,0	10	10	10	6		0,0					
C03	viga subsolo 2	12,7	14	12	12	6		13,0	15	14	10	9	
C04	viga subsolo 2	6,7	6	7	7			7,3	7	8	7		
C05	laje piso subsolo 1	0,3	0	1	0			7,0	6	7	8		
C06	laje piso subsolo 1	4,7	5	5	4	0	7	12,0	12	12	12	10	23
C07	pilar subsolo 1	11,3	11	10	13								
C08	pilar subsolo1	13,0	14	13	12		17	11,7	12	11	12		
C09	pilar terreo	9,0	9	9	9			9,0	10	9	8		
C10	pilar terreo	9,3	10	9	9								
C11	viga terreo	2,0	2	2	2		18	15,7	15	22	10		
C12	viga terreo	4,7	6	4	4			7,7	7	8	8		10
C13	laje 1o. Tipo	5,3	6	6	4			11,3	12	11	11		20
C14	laje 1o. Tipo							6,0	7	6	5	3	
C15	pilar 2o. Tipo	12,0	13	10	13								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
C39	viga 9o. Tipo	13,0	15	12	12	8		8,0	7	9	8		11
C40	viga 9o. Tipo	15,0	17	15	13			6,0	6	6	6	4	11
C41	laje piso 10o. Tipo	16,3	15	16	18			10,7	12	11	9		
C42	laje piso 10o. Tipo	10,3	11	11	9			12,0	11	14	11		15
C43	viga 10o. Tipo	19,0	20	19	18			18,0	18	19	17		
C44	viga 10o. Tipo	14,3	15	15	13			16,0	15	18	15		
C45	laje piso 11o. Tipo	15,7	17	15	15			18,0	17	18	19		
C46	laje piso 11o. Tipo	8,0	9	8	7			10,7	13	11	8		

<b>Legenda</b>	<b>n</b>	<b>Valores adotados</b>
----------------	----------	-------------------------

## Anexo D1

Tabela D1 Profundidade de carbonatação em pilares do edifício "B"

Corpos-de-prova		Idade na data de ensaio (anos)	Característica da superfície		Espessura da camada de cobrimento (mm)			
CP	Localização		Efetiva (1)	Projeto (2)	NBR 6118/1980 (Antiga NBR)	NBR 6118/2003 (Nova NBR)	Avaliação da Profund. de carbonatação	
B 01	a	Pilar subsolo 2	7	I	VIII	15	25	9
	b			I	VIII	15	25	NA
B 02	a	Pilar subsolo 2	7	I	VIII	15	25	13
	b			I	VIII	15	25	NA
B 07	a	Pilar subsolo 1	7	I	VIII	15	25	14
	b			I	VIII	15	25	12
B 08	a	Pilar subsolo1	7	I	VIII	15	25	14
	b			I	VIII	15	25	NA
B 13	a	Pilar 1o. Tipo	7	I	V	15	25	9
	b			II	V	15	25	13
B 14	a	Pilar 1o. Tipo	7	I	V	15	25	10
	b			II	V	15	25	8
B 19	a	Pilar 3o. Tipo	7	I	V	15	25	13
	b			II	V	15	25	12
B 20	a	Pilar 3o. Tipo	7	I	V	15	25	15
	b			II	V	15	25	12
B 33	a	Pilar 6o. Tipo	6	I	V	15	25	18
	b			II	V	15	25	14
B 34	a	Pilar 6o. Tipo	6	I	V	15	25	10
	b			II	V	15	25	8
Legenda	(1) Característica da superfície na data do ensaio		I - Face interna Aparente		III - Face Piso "Laje zero"			
			II - Face externa Aparente		IV - Face Teto Aparente			
	(2) Característica da superfície na configuração de uso (projeto)		V - Revest. em argamassa		VII - Revest. Pasta gesso			
			VI - Revest. Cerâmica / Madeira		VIII - Aparente / Pintura			
"Laje zero" = sem previsão de execução de contrapiso					NA - Não Avaliado			

## Anexo D2

Tabela D2 Profundidade de carbonatação em vigas do edifício “B”

Corpos-de-prova		Idade na data de ensaio (anos)	Característica da superfície		Espessura da camada de cobrimento (mm)			
CP	Localização		Efetiva (1)	Projeto (2)	NBR 6118/1980 (Antiga)	NBR 6118/2003 (Nova NBR)	Avaliação da Profund. de	
B03	a	Viga subsolo 2	7	I	VIII	15	25	12
	b			I	VIII	15	25	7
B04	a	Viga subsolo 2	7	I	VIII	15	25	15
	b			I	VIII	15	25	8
B09	a	Viga subsolo 1	7	I	VIII	15	25	13
	b			NA	VIII	15	25	0
B10	a	Viga subsolo 1	7	I	VIII	15	25	13
	b			I	VIII	15	25	14
B15	a	Viga 1o. Tipo	7	I	V	15	25	10
	b			I	V	15	25	11
B16	a	Viga 1o. Tipo	7	I	V	15	25	11
	b			I	V	15	25	10
B21	a	Viga 3o. Tipo	6	I	V	15	25	11
	b			I	V	15	25	13
B22	a	Viga 3o. Tipo	6	I	V	15	25	16
	b			I	V	15	25	18
B25	a	Viga 4o. Tipo	6	I	V	15	25	13
	b			I	V	15	25	20
B26	a	Viga 4o. Tipo	6	I	V	15	25	19
	b			I	V	15	25	15
B29	a	Viga 5o. Tipo	6	I	V	15	25	8
	b			I	V	15	25	10
B30	a	Viga 5o. Tipo	6	I	V	15	25	17
	b			I	V	15	25	18
B35	a	Viga 6o. Tipo	6	I	V	15	25	8
	b			I	V	15	25	11
B36	a	Viga 6o. Tipo	6	I	V	15	25	12
	b			I	V	15	25	14
B39	a	Viga 8o. Tipo	5	I	V	15	25	12
	b			I	V	15	25	10
B40	a	Viga 8o. Tipo	5	I	V	15	25	18
	b			I	V	15	25	21
B43	a	Viga 9o. Tipo	5	I	V	15	25	3
	b			I	V	15	25	4
B44	a	Viga 9o. Tipo	5	I	V	15	25	1
	b			NA	V	15	25	NA
Legenda	(1) Característica da superfície na data do ensaio		I - Face interna Aparente		III - Face Piso "Laje zero"			
			II - Face externa Aparente		IV - Face Teto Aparente			
	(2) Característica da superfície na configuração de uso (projeto)		V - Revest. em argamassa		VII - Revest. Pasta gesso			
			VI - Revest. Cerâmica / Madeira		VIII - Aparente / Pintura			
		"Laje zero" = sem previsão de execução de contrapiso		NA - Não Avaliado				

## Anexo D3

Tabela D3 Profundidade de carbonatação em lajes do edifício “C”

Corpos-de-prova		Idade na data de ensaio (anos)	Característica da superfície		Espessura da camada de cobrimento (mm)			
CP	Localização		Efetiva (1)	Projeto (2)	NBR 6118/1980 (Antiga NBR)	NBR 6118/2003 (Nova NBR)	Avaliação da Profund. de carbonatação	
C 05	a	Laje piso subsolo 1	7	III	VI	5	15	1
	b			IV	VII	5	20	8
C 06	a	Laje piso subsolo 1	7	III	VI	5	15	5
	b			IV	VII	5	20	12
C 13	a	Laje 1o. Tipo	7	III	VI	5	15	6
	b			IV	VII	5	20	12
C 14	a	Laje 1o. Tipo	7	III	VI	5	15	0
	b			IV	VII	5	20	7
C 21	a	Laje 4o. Tipo	7	III	VI	5	15	2
	b			IV	VII	5	20	13
C 22	a	Laje 4o. Tipo	7	III	VI	5	15	3
	b			IV	VII	5	20	4
C 27	a	Laje piso 7o. Tipo	6	III	VI	5	15	10
	b			IV	VII	5	20	15
C 28	a	Laje piso 7o. Tipo	6	III	VI	5	15	4
	b			IV	VII	5	20	13
C 33	a	Laje 8o. Tipo	6	III	VI	5	15	7
	b			IV	VII	5	20	10
C 34	a	Laje 8o. Tipo	6	III	VI	5	15	7
	b			IV	VII	5	20	6
C 37	a	Laje piso 9o. Tipo	6	III	VI	5	15	0
	b			IV	VII	5	20	6
C 38	a	Laje piso 9o. Tipo	6	III	VI	5	15	7
	b			IV	VII	5	20	6
C 41	a	Laje piso 10o. Tipo	5	III	VI	5	15	18
	b			IV	VII	5	20	12
C 42	a	Laje piso 10o. Tipo	5	III	VI	5	15	11
	b			IV	VII	5	20	14
C 45	a	Laje piso 11o. Tipo	5	III	VI	5	15	17
	b			IV	VII	5	20	19
C 46	a	Laje piso 11o. Tipo	5	III	VI	5	15	9
	b			IV	VII	5	20	13
Legenda	(1) Característica da superfície na data do ensaio		I - Face interna Aparente		III - Face Piso "Laje zero"			
			II - Face externa Aparente		IV - Face Teto Aparente			
	(2) Característica da superfície na configuração de uso (projeto)		V - Revest. em argamassa		VII - Revest. Pasta gesso			
			VI - Revest. Cerâmica / Madeira		VIII - Aparente / Pintura			
		"Laje zero" = sem previsão de execução de contrapiso			NA - Não Avaliado			

## Anexo D4

Tabela D4 Profundidade de carbonatação em pilares do edifício "C"

Corpos-de-prova		Idade na data de ensaio (anos)	Característica da superfície		Espessura da camada de cobrimento (mm)			
CP	Localização		Efetiva (1)	Projeto (2)	NBR 6118/1980 (Antiga NBR)	NBR 6118/2003 (Nova NBR)	Avaliação da Profund. de carbonatação	
C 01	a	Pilar subsolo 2	7	I	VIII	15	25	12
	b			I	VIII	15	25	10
C 02	a	Pilar subsolo 2	7	I	VIII	15	25	10
	b			II	VIII	15	25	NA
C 07	a	Pilar subsolo 1	7	I	VIII	15	25	13
	b			I	VIII	15	25	NA
C 08	a	Pilar subsolo 1	7	I	VIII	15	25	14
	b			II	VIII	15	25	12
C 09	a	Pilar terreo	7	I	VIII	15	25	9
	b			I	VIII	15	25	10
C 10	a	Pilar terreo	7	I	VIII	15	25	10
	b			I	VIII	15	25	NA
C 15	a	Pilar 2o. Tipo	7	I	V	15	25	13
	b			I	V	15	25	NA
C 16	a	Pilar 2o. Tipo	7	I	V	15	25	17
	b			I	V	15	25	NA
C 17	a	Pilar 3o. Tipo	7	I	V	15	25	15
	b			I	V	15	25	14
C 18	a	Pilar 3o. Tipo	7	I	V	15	25	15
	b			I	V	15	25	NA
C 23	a	Pilar 6o. tipo	6	I	V	15	25	18
	b			I	V	15	25	16
C 24	a	Pilar 6o. tipo	6	I	V	15	25	12
	b			I	V	15	25	7
C 29	a	Pilar 7o. Tipo	6	I	V	15	25	18
	b			I	V	15	25	NA
C 30	a	Pilar 7o. Tipo	6	I	V	15	25	16
	b			I	V	15	25	NA
Legenda	(1) Característica da superfície na data do ensaio		I - Face interna Aparente		III - Face Piso "Laje zero"			
			II - Face externa Aparente		IV - Face Teto Aparente			
	(2) Característica da superfície na configuração de uso (projeto)		V - Revest. em argamassa		VII - Revest. Pasta gesso			
			VI - Revest. Cerâmica / Madeira		VIII - Aparente / Pintura			
		"Laje zero" = sem previsão de execução de contrapiso		NA - Não Avaliado				

## Anexo D5

Tabela D5 Profundidade de carbonatação em vigas do edifício “C”

Corpos-de-prova		Idade na data de ensaio (anos)	Característica da superfície		Espessura da camada de cobrimento (mm)			
CP	Localização		Efetiva (1)	Projeto (2)	NBR 6118/1980 (Antiga NBR)	NBR 6118/2003 (Nova NBR)	Avaliação da Profund. de carbonatação	
C 03	a	Viga subsolo 2	7	I	VIII	15	25	14
	b			I	VIII	15	25	15
C 04	a	Viga subsolo 2	7	I	VIII	15	25	7
	b			I	VIII	15	25	8
C 11	a	Viga terreo	7	I	V	15	25	2
	b			II	V	15	25	22
C 12	a	Viga terreo	7	I	V	15	25	6
	b			II	V	15	25	8
C 19	a	Viga 3o. tipo	7	I	V	15	25	16
	b			II	V	15	25	3
C 20	a	Viga 3o. tipo	7	I	V	15	25	10
	b			II	V	15	25	NA
C 25	a	Viga 6o. Tipo	6	I	V	15	25	14
	b			II	V	15	25	8
C 26	a	Viga 6o. Tipo	6	I	V	15	25	17
	b			II	V	15	25	11
C 31	a	Viga 7o. Tipo	6	I	V	15	25	10
	b			II	V	15	25	6
C 32	a	Viga 7o. Tipo	6	I	V	15	25	10
	b			II	V	15	25	NA
C 35	a	Viga 8o. Tipo	6	I	V	15	25	15
	b			II	V	15	25	6
C 36	a	Viga 8o. Tipo	6	I	V	15	25	10
	b			II	V	15	25	11
C 39	a	Viga 9o. Tipo	5	I	V	15	25	15
	b			II	V	15	25	9
C 40	a	Viga 9o. Tipo	5	I	V	15	25	17
	b			II	V	15	25	6
C 43	a	Viga 10o. Tipo	5	I	V	15	25	20
	b			II	V	15	25	19
C 44	a	Viga 10o. Tipo	5	I	V	15	25	15
	b			II	V	15	25	18
Legenda	(1) Característica da superfície na data do ensaio		I - Face interna Aparente		III - Face Piso "Laje zero"			
			II - Face externa Aparente		IV - Face Teto Aparente			
	(2) Característica da superfície na configuração de uso (projeto)		V - Revest. em argamassa		VII - Revest. Pasta gesso			
		VI - Revest. Cerâmica / Madeira		VIII - Aparente / Pintura				
		"Laje zero" = sem previsão de execução de contrapiso		NA - Não Avaliado				

## Anexo E1

Tabela E1 Profundidade de carbonatação em pilares dos edifícios “A”, “B” e “C”

AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM PILARES			Idade na data de ensaio (anos)	Cobrimento NBR 6118:1980	Cobrimento NBR 6118:2003	Cobrimento especificado (mm)	Profundidade carbonatada (mm)
CP	Face	Localização					
C-29	a	Pilar 7o. Tipo Edifício C	5,9	15	25	15	18
C-30	a	Pilar 7o. Tipo Edifício C	5,9	15	25	15	16
B-33	a	Pilar 6o. Tipo Edifício B	6,0	15	25	15	18
B-33	b	Pilar 6o. Tipo Edifício B	6,0	15	25	15	14
B-34	a	Pilar 6o. Tipo Edifício B	6,0	15	25	15	10
B-34	b	Pilar 6o. Tipo Edifício B	6,0	15	25	15	8
A-13	a	Pilar Duplex Sup. Edifício A	6,3	15	25	15	14
A-13	b	Pilar Duplex Sup. Edifício A	6,3	15	25	15	15
A-14	a	Pilar Duplex Sup. Edifício A	6,3	15	25	15	12
A-14	b	Pilar Duplex Sup. Edifício A	6,3	15	25	15	10
C-23	a	Pilar 6o. Tipo Edifício C	6,4	15	25	15	18
C-23	b	Pilar 6o. Tipo Edifício C	6,4	15	25	15	16
C-24	a	Pilar 6o. Tipo Edifício C	6,4	15	25	15	12
C-24	b	Pilar 6o. Tipo Edifício C	6,4	15	25	15	7
B-19	a	Pilar 3o. Tipo Edifício B	6,5	15	25	15	13
B-19	b	Pilar 3o. Tipo Edifício B	6,5	15	25	15	12
B-20	a	Pilar 3o. Tipo Edifício B	6,5	15	25	15	15
B-20	b	Pilar 3o. Tipo Edifício B	6,5	15	25	15	12
C-17	a	Pilar 3o. Tipo Edifício C	6,7	15	25	15	15
C-17	b	Pilar 3o. Tipo Edifício C	6,7	15	25	15	14
C-18	a	Pilar 3o. Tipo Edifício C	6,7	15	25	15	15
B-13	a	Pilar 1o. Tipo Edifício B	6,7	15	25	15	9
B-13	b	Pilar 1o. Tipo Edifício B	6,7	15	25	15	13
B-14	a	Pilar 1o. Tipo Edifício B	6,7	15	25	15	10
B-14	b	Pilar 1o. Tipo Edifício B	6,7	15	25	15	8
B-07	a	Pilar Subsolo 1 Edifício B	6,9	15	25	15	14
B-07	b	Pilar Subsolo 1 Edifício B	6,9	15	25	15	12
B-08	a	Pilar Subsolo1 Edifício B	6,9	15	25	15	14
C-16	a	Pilar 2o. Tipo Edifício C	7,0	15	25	15	17
C-09	a	Pilar Terreo Edifício C	7,0	15	25	15	9
C-09	b	Pilar Terreo Edifício C	7,0	15	25	15	10
C-10	a	Pilar Terreo Edifício C	7,0	15	25	15	10
C-15	a	Pilar 2o. Tipo Edifício C	7,0	15	25	15	13
B-01	a	Pilar Subsolo 2 Edifício B	7,1	15	25	15	9
B-02	a	Pilar Subsolo 2 Edifício B	7,1	15	25	15	13
C-07	a	Pilar Subsolo 1 Edifício C	7,2	15	25	15	13
C-08	a	Pilar Subsolo1 Edifício C	7,2	15	25	15	14
C-08	b	Pilar Subsolo1 Edifício C	7,2	15	25	15	12
A-07	a	Pilar 7o. Tipo Edifício A	7,2	15	25	15	16
A-08	a	Pilar 7o. Tipo Edifício A	7,2	15	25	15	16
C-01	a	Pilar Subsolo 2 Edifício C	7,3	15	25	15	12
C-01	b	Pilar Subsolo 2 Edifício C	7,3	15	25	15	10
C-02	a	Pilar Subsolo 2 Edifício C	7,3	15	25	15	10
A-01	a	Pilar Térreo Edifício A	7,7	15	25	15	14
A-01	b	Pilar Térreo Edifício A	7,7	15	25	15	13
A-02	a	Pilar Térreo Edifício A	7,7	15	25	15	13

## Anexo E2

Tabela E2 Profundidade de carbonatação em vigas dos edifícios “A”, “B” e “C”

AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM VIGAS			Idade na data de ensaio (anos)	Cobrimento NBR 6118:1980	Cobrimento NBR 6118:2003	Cobrimento especificado (mm)	Profundidade carbonatada (mm)
CP	Face	Localização					
B43	a	Viga 9o. Tipo	4,7	15	25	15	3
B43	b	Viga 9o. Tipo	4,7	15	25	15	4
B44	a	Viga 9o. Tipo	4,7	15	25	15	1
C 43	a	Viga 10o. Tipo	4,7	15	25	15	20
C 43	b	Viga 10o. Tipo	4,7	15	25	15	19
C 44	a	Viga 10o. Tipo	4,7	15	25	15	15
C 44	b	Viga 10o. Tipo	4,7	15	25	15	18
C 39	a	Viga 9o. Tipo	5,3	15	25	15	15
C 39	b	Viga 9o. Tipo	5,3	15	25	15	9
C 40	a	Viga 9o. Tipo	5,3	15	25	15	17
C 40	b	Viga 9o. Tipo	5,3	15	25	15	6
B39	a	Viga 8o. Tipo	5,4	15	25	15	12
B39	b	Viga 8o. Tipo	5,4	15	25	15	10
B40	a	Viga 8o. Tipo	5,4	15	25	15	18
B40	b	Viga 8o. Tipo	5,4	15	25	15	21
C 35	a	Viga 8o. Tipo	5,7	15	25	15	15
C 35	b	Viga 8o. Tipo	5,7	15	25	15	6
C 36	a	Viga 8o. Tipo	5,7	15	25	15	10
C 36	b	Viga 8o. Tipo	5,7	15	25	15	11
C 31	a	Viga 7o. Tipo	5,8	15	25	15	10
C 31	b	Viga 7o. Tipo	5,8	15	25	15	6
C 32	a	Viga 7o. Tipo	5,8	15	25	15	10
B35	a	Viga 6o. Tipo	6,0	15	25	15	8
B35	b	Viga 6o. Tipo	6,0	15	25	15	11
B36	a	Viga 6o. Tipo	6,0	15	25	15	12
B36	b	Viga 6o. Tipo	6,0	15	25	15	14
B29	a	Viga 5o. Tipo	6,1	15	25	15	8
B29	b	Viga 5o. Tipo	6,1	15	25	15	10
B30	a	Viga 5o. Tipo	6,1	15	25	15	17
B30	b	Viga 5o. Tipo	6,1	15	25	15	18
C 25	a	Viga 6o. Tipo	6,2	15	25	15	14
C 25	b	Viga 6o. Tipo	6,2	15	25	15	8
C 26	a	Viga 6o. Tipo	6,2	15	25	15	17
C 26	b	Viga 6o. Tipo	6,2	15	25	15	11
A17	a	Viga V1 - duplex superior	6,2	15	25	15	18
A17	b	Viga V1 - duplex superior	6,2	15	25	15	12
A18	a	Viga V23 - duplex superior	6,2	15	25	15	9
A18	b	Viga V23 - duplex superior	6,2	15	25	15	18
B25	a	Viga 4o. Tipo	6,4	15	25	15	13

## Anexo E2 (continuação)

Tabela E2 Profundidade de carbonatação em vigas dos edifícios “A”, “B” e “C” (continuação)

AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM VIGAS			Idade na data de ensaio (anos)	Cobrimento NBR 6118:1980	Cobrimento NBR 6118:2003	Cobrimento especificado (mm)	Profundidade carbonatada (mm)
CP	Face	Localização					
B25	b	Viga 4o. Tipo	6,4	15	25	15	20
B26	a	Viga 4o. Tipo	6,4	15	25	15	19
B26	b	Viga 4o. Tipo	6,4	15	25	15	15
B21	a	Viga 3o. Tipo	6,5	15	25	15	11
B21	b	Viga 3o. Tipo	6,5	15	25	15	13
B22	a	Viga 3o. Tipo	6,5	15	25	15	16
B22	b	Viga 3o. Tipo	6,5	15	25	15	18
C 19	a	Viga 3o. tipo	6,7	15	25	15	16
C 19	b	Viga 3o. tipo	6,7	15	25	15	3
C 20	a	Viga 3o. tipo	6,7	15	25	15	10
B09	a	Viga subsolo 1	6,8	15	25	15	13
B10	a	Viga subsolo 1	6,8	15	25	15	13
B10	b	Viga subsolo 2	6,8	15	25	15	14
B15	a	Viga 1o. Tipo	6,8	15	25	15	10
B15	b	Viga 1o. Tipo	6,8	15	25	15	11
B16	a	Viga 1o. Tipo	6,8	15	25	15	11
B16	b	Viga 1o. Tipo	6,8	15	25	15	10
B03	a	Viga subsolo 2	7,0	15	25	15	12
B03	b	Viga subsolo 3	7,0	15	25	15	7
B04	a	Viga subsolo 2	7,0	15	25	15	15
B04	b	Viga subsolo 3	7,0	15	25	15	8
C 11	a	Viga terreo	7,0	15	25	15	2
C 11	b	Viga terreo	7,0	15	25	15	22
C 12	a	Viga terreo	7,0	15	25	15	6
C 12	b	Viga terreo	7,0	15	25	15	8
A11	a	Viga V3 - 7o. Tipo	7,2	15	25	15	19
A11	b	Viga V3 - 7o. Tipo	7,2	15	25	15	15
A12	a	Viga V5 - 7o. Tipo	7,2	15	25	15	17
A12	b	Viga V5 - 7o. Tipo	7,2	15	25	15	13
C 03	a	Viga subsolo 2	7,3	15	25	15	14
C 03	b	Viga subsolo 3	7,3	15	25	15	15
C 04	a	Viga subsolo 2	7,3	15	25	15	7
C 04	b	Viga subsolo 3	7,3	15	25	15	8
A05	a	Viga V3 - 1o. Tipo	7,6	15	25	15	14
A05	b	Viga V3 - 1o. Tipo	7,6	15	25	15	20
A06	a	Viga V5 - 1o. Tipo	7,6	15	25	15	20
A06	b	Viga V5 - 1o. Tipo	7,6	15	25	15	19

## Anexo E3

Tabela E3 Profundidade de carbonatação em lajes face piso dos edifícios “A”, “B” e “C”

AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM LAJES FACE PISO			Idade na data de ensaio (anos)	Cobrimento NBR 6118:1980	Cobrimento NBR 6118:2003	Cobrimento especificado (mm)	Profundidade carbonatada (mm)
CP	Face	Localização					
C 45	a	Laje piso 11o. Tipo Edif. C	4,7	5	15	5	17
C 46	a	Laje piso 11o. Tipo Edif. C	4,7	5	15	5	9
B 45	a	Laje piso 10o. Tipo Edif. B	4,7	5	15	5	2
B 46	a	Laje piso 10o. Tipo Edif. B	4,7	5	15	5	2
C 41	a	Laje piso 10o. Tipo Edif. C	5,3	5	15	5	18
C 42	a	Laje piso 10o. Tipo Edif. C	5,3	5	15	5	11
B 41	a	Laje piso 9o. Tipo Edif. B	5,4	5	15	5	14
B 42	a	Laje piso 9o. Tipo Edif. B	5,4	5	15	5	13
C 38	a	Laje piso 9o. Tipo Edif. C	5,7	5	15	5	7
C 33	a	Laje 8o. Tipo Edif. C	5,8	5	15	5	7
C 34	a	Laje 8o. Tipo Edif. C	5,8	5	15	5	7
B 38	a	Laje piso 7o. Tipo Edif. B	6,0	5	15	5	5
A15	a	Laje - piso duplex superior Edif. A	6,1	5	15	5	11
A16	a	Laje - piso duplex superior Edif. A	6,1	5	15	5	10
B 31	a	Laje piso 6o. Tipo Edif. B	6,1	5	15	5	9
B 32	a	Laje piso 6o. Tipo Edif. B	6,1	5	15	5	6
C 27	a	Laje piso 7o. Tipo Edif. C	6,2	5	15	5	10
C 28	a	Laje piso 7o. Tipo Edif. C	6,2	5	15	5	4
B 27	a	Laje piso 5o. Tipo Edif. B	6,4	5	15	5	12
B 28	a	Laje piso 5o. Tipo Edif. B	6,4	5	15	5	12
B 23	a	Laje piso 4o. Tipo Edif. B	6,5	5	15	5	4
B 24	a	Laje piso 4o. Tipo Edif. B	6,5	5	15	5	8
B 17	a	Laje piso 2o. Tipo Edif. B	6,7	5	15	5	5
B 18	a	Laje piso 2o. Tipo Edif. B	6,7	5	15	5	6
C 21	a	Laje 4o. Tipo Edif. C	6,7	5	15	5	2
C 22	a	Laje 4o. Tipo Edif. C	6,7	5	15	5	3
B 11	a	Laje piso térreo Edif. B	6,8	5	15	5	11
B 12	a	Laje piso térreo Edif. B	6,8	5	15	5	8
B 05	a	Laje piso subsolo 1 Edif. B	7,0	5	15	5	1
B 06	a	Laje piso subsolo 1 Edif. B	7,0	5	15	5	3
C 13	a	Laje 1o. Tipo Edif. C	7,0	5	15	5	6
A09	a	Laje - piso 7o. Tipo Edif. A	7,2	5	15	5	14
A10	a	Laje - piso 7o. Tipo Edif. A	7,2	5	15	5	17
C 05	a	Laje piso subsolo 1 Edif. C	7,3	5	15	5	1
C 06	a	Laje piso subsolo 1 Edif. C	7,3	5	15	5	5
A03	a	Laje - piso do 1o. Tipo Edif. A	7,7	5	15	5	13
A04	a	Laje - piso do 1o. Tipo Edif. A	7,7	5	15	5	11

## Anexo E4

Tabela E4 Profundidade de carbonatação em lajes face teto dos edifícios “A”, “B” e “C”

AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO EM LAJES FACE FORRO			Idade na data de ensaio (anos)	Cobrimento NBR 6118:1980	Cobrimento NBR 6118:2003	Cobrimento especificado (mm)	Profundidade carbonatada (mm)
CP	Face	Localização					
A04	b	Laje - forro do 1o. Tipo	7,7	5	20	5	15
C 05	b	Laje forro subsolo 1	7,3	5	20	5	8
C 06	b	Laje forro subsolo 1	7,3	5	20	5	12
A09	b	Laje - forro 7o. Tipo	7,2	5	20	5	19
A10	b	Laje - forro 7o. Tipo	7,2	5	20	5	14
B 05	b	Laje forro subsolo 1	7,0	5	20	5	1
B 06	b	Laje forro subsolo 1	7,0	5	20	5	2
C 14	b	Laje forro 1o. Tipo	7,0	5	20	5	7
C 13	b	Laje forro 1o. Tipo	7,0	5	20	5	12
B 11	b	Laje forro terreo	6,8	5	20	5	8
B 12	b	Laje forro térreo	6,8	5	20	5	9
B 17	b	Laje forro 2o. Tipo	6,7	5	20	5	11
B 18	b	Laje forro 2o. Tipo	6,7	5	20	5	6
C 21	b	Laje forro 4o. Tipo	6,7	5	20	5	13
C 22	b	Laje forro 4o. Tipo	6,7	5	20	5	4
B 23	b	Laje forro 4o. Tipo	6,5	5	20	5	13
B 24	b	Laje forro 4o. Tipo	6,5	5	20	5	13
B 27	b	Laje forro 5o. Tipo	6,4	5	20	5	15
B 29	b	Laje forro 5o. Tipo	6,4	5	20	5	14
C 27	b	Laje forro 7o. Tipo	6,2	5	20	5	15
C 28	b	Laje forro 7o. Tipo	6,2	5	20	5	13
A15	b	Laje - forro duplex superior	6,1	5	20	5	10
A16	b	Laje - forro duplex superior	6,1	5	20	5	15
B 31	b	Laje forro 6o. Tipo	6,1	5	20	5	17
B 32	b	Laje forro 6o. Tipo	6,1	5	20	5	12
B 37	b	Laje forro 7o. Tipo	6,0	5	20	5	10
B 38	b	Laje forro 7o. Tipo	6,0	5	20	5	7
C 33	b	Laje forro 8o. Tipo	5,8	5	20	5	10
C 34	b	Laje forro 8o. Tipo	5,8	5	20	5	6
C 37	b	Laje forro 9o. Tipo	5,7	5	20	5	6
C 38	b	Laje forro 9o. Tipo	5,7	5	20	5	6
B 41	b	Laje forro 9o. Tipo	5,4	5	20	5	18
B 42	b	Laje forro 9o. Tipo	5,4	5	20	5	13
C 41	b	Laje forro 10o. Tipo	5,3	5	20	5	12
C 42	b	Laje forro 10o. Tipo	5,3	5	20	5	14
C 45	b	Laje forro 11o. Tipo	4,7	5	20	5	19
C 46	b	Laje forro 11o. Tipo	4,7	5	20	5	13
B 45	b	Laje forro 10o. Tipo	4,7	5	20	5	11
B 46	b	Laje forro 10o. Tipo	4,7	5	20	5	8

## Anexo F1 Síntese do capítulo 5 da publicação O controle da corrosão de armaduras em concreto (CASCUDO 1997).

Especificamente para recuperação de processos corrosivos das estruturas de concreto armado, são citadas as seguintes alternativas de reparo e medidas terapêuticas para processos corrosivos instalados:

a) **Reparos localizados:** Consiste em expor as armaduras nos trechos com sinais de corrosão, proceder o tratamento adequado dessas barras. Esse tratamento das barras pode ser feito, com pinturas protetoras de base mineral ou orgânica, destacando-se no ultimo caso as pinturas à base de resina epóxi, por sua resistência química e orgânica e boa capacidade de aderência. Atualmente tem-se empregado pinturas epoxídicas ricas em zinco que atua também como ânodo de sacrifício em benefício à durabilidade do aço.

A reconstituição do concreto pode ser feita com a utilização de argamassas ou concretos comuns, argamassas especiais à base de cimento, de cimento modificadas por polímero ou poliméricas. Essas argamassas, conforme o reparo, devem apresentar tixotropia adequada para ser aplicada com a mão ou colher de pedreiro. Em reparos profundos localizados, recomenda-se o emprego de argamassas auto-adensáveis.

b) **Reparos generalizados:** Os procedimentos e materiais utilizados são os mesmos são os mesmos relatados na seção anterior, porém neste caso, quando se tem um quadro geral de deterioração. Reparos generalizados podem ser indicados quando se deseja remover a camada de concreto carbonatado, mesmo que os sintomas visíveis da corrosão ainda não se configuraram, como forma de prevenção à manifestação posterior da corrosão.

c) **Controle do processo catódico:** Como o oxigênio é um dos elementos essenciais para a ocorrência do processo corrosivo no concreto, teoricamente a sua limitação seria uma maneira de retardar ou estancar esse processo. Esse isolamento pode ser executado pela utilização de pintura seladora do concreto por meio de produtos poliméricos ou pela aplicação de revestimentos superficiais, impregnação do concreto com polímeros, sobrecamadas com concreto polimérico ou concreto modificado com látex entre outros.

O emprego dessa prática, sem uma prévia descontaminação do concreto, permitiria que ficassem retidas uma quantidade suficiente de contaminantes, oxigênio e umidade, não estancando de maneira plena o processo corrosivo, obtendo apenas uma diminuição da intensidade deste. Além disso, é incorreta a suposição que os métodos de isolamento possibilitem uma “selagem” perfeita, assim as possíveis descontinuidades adquiridas na execução ou com a utilização permitiriam a entrada de oxigênio e contaminantes em áreas localizadas.

d) **Eliminação do eletrólito:** O método consiste na diminuição a níveis insignificantes no teor de água nos poros do concreto não permitindo que o processo corrosivo prossiga. A secagem do concreto no entanto é um procedimento tido como muito difícil na prática. O método envolve a utilização de lâmpadas e ventilação artificial para a secagem do concreto e apresenta sérias limitações de ordem prática, devendo ser usado em conjunto com outros métodos.

e) **Proteção catódica:** O princípio básico deste processo é a redução dos potenciais das armaduras para valores altamente negativos (que implica na imunidade à corrosão), quer dizer, induz-se um processo eletroquímico no qual a armadura representa o cátodo do circuito, permanecendo protegida. Existem dois métodos para este processo, que são: o método galvânico e o por corrente impressa, sendo que para estruturas de concreto o sistema atualmente utilizado é o método da corrente impressa, que de maneira sintética, tem o seguinte funcionamento:

- Coloca-se um sistema de ânodos junto à superfície do concreto e cobre esse sistema por uma camada de concreto ou material condutor;
- O sistema de ânodos é interligado ao terminal positivo de um retificador de corrente, sendo as armaduras conectadas ao se terminal negativo.
- Liga-se o retificador, estabelecendo estabelecendo uma diferença de potencial entre o sistema de ânodos e as armaduras (catodos), que assim, ficam protegidas;
- A corrente impressa pelo sistema de ânodos, atravessa a camada de cobrimento, chega às armaduras e retorna pelo pólo positivo do retificador, fechando o circuito. especialmente definidos para esta finalidade

A implantação desse sistema em estrutura de concreto já existente apresenta sérias limitações exigindo muitas adequações, por isso é mais indicado para implantação como prevenção em obras novas e concebido já nas etapas de planejamento. Quando utilizado, inicialmente, se houver revestimento sobre o concreto este deve ser retirado, deve-se, também, reestabelecer as características originais da estrutura, recuperando todos os elementos deteriorados. Procede-se em seguida um mapeamento de potenciais de corrosão para dimensionar a magnitude da corrente impressa. Um procedimento recomendável é o sistema de ânodos em forma de tela, recobrendo recobrendo todas as superfícies do concreto a ser protegido. Como tratamento final pode ser utilizado o concreto projetado.

**Anexo F2** Síntese do capítulo 13 das publicações Corrosão em armaduras para concreto armado (HELENE, 1986) e Tecnologia de edificações. Coletânea de trabalhos da divisão de edificações do IPT. Encarte 023 p.597 (1988).

De maneira geral, a recuperação da camada de cobrimento do concreto em função da corrosão das armaduras originadas pela carbonatação do concreto é delicada e requer mão de obra especializada. Essa recuperação consiste basicamente em três etapas:

- a) Limpeza rigorosa de todo concreto solto ou fissurado, inclusive as camadas de óxidos e hidróxidos das barras de aço;
- b) Avaliação rigorosa de possível redução da seção transversal das armaduras atacadas. Se necessário, novos estribos e/ou armaduras longitudinais;
- c) Recompôr e complementar o cobrimento das armaduras com as seguintes finalidades:
  - impedir a penetração de fluidos (umidade, oxigênio, gás carbônico e agentes agressivos) até as armaduras e no próprio concreto;
  - recompor a área da seção do concreto original (ou complementá-la);
  - promover condições que garantam a manutenção da capa passivadora do aço.

Esse novo cobrimento pode ser executado através de qualquer procedimento que atenda a esses requisitos. A seguir cita-se alguns exemplos:

- a) Concreto projetado com espessura mínima de 50 mm, que apresenta boa aderência ao concreto velho, porém causa muita reflexão de material;
- b) Adesivos a base de epóxi para união do concreto velho com o novo, aplicado no local por método tradicional. Geralmente esse procedimento acarreta seções finais maiores que as iniciais. Apresenta a vantagem de impermeabilizar as armaduras definitivamente, impedindo que haja corrosão, mesmo que ocorra a carbonatação superficial;
- c) Concretos e argamassas poliméricas obtidas com resinas a base de epóxi ou etil-metacrilato. Esses materiais possuem alta durabilidade, impermeabilidade e alta aderência ao concreto velho e às armaduras, porém necessitam de formas e requer mão de obra especializada.
- d) Concretos e argamassa especiais para grauteamento, esses concreto têm boa aderência, podem ser auto-adensáveis, não requer aumento de seção além da original, porém necessita de forma e podem apresentar retração;
- e) Concreto e argamassas “comuns”, bem dosados, com baixa relação água/cimento dentro das técnicas de boa execução. Essa solução, geralmente exige grande aumento de seção e requer grande conhecimento da tecnologia do concreto para assegurar a aderência do concreto velho ao concreto e também pode apresentar retração.

O princípio básico para se decidir por qualquer procedimento e recuperação, reparo e eventual reforço para o concreto armado, seja contra corrosão ou contra qualquer outra patologia, é a realização de análise e diagnósticos precisos. As medidas corretivas devem ser tomadas com base nas causas e origens específicas para cada problema. Caso isso não seja observado, corre-se o risco de acarretar corrosão em outros locais, mais descontinuidades na estrutura além das originalmente existentes.

## Anexo F3 Procedimentos para reparo e reforço do concreto com argamassas industrializadas - <http://www.texsa.com.br>

### 3. AVALIAÇÃO DO ESTADO DE DETERIORAÇÃO

Para decidir qual sistema de recuperação faz-se necessário:

#### 3.1. Exame visual e sonoro

O exame visual complementa-se com batidas, sobre a superfície do concreto, com um pedaço de cano, para ouvir e avaliar as áreas ocas do concreto (acústica).

#### 3.2. Resistência à compressão

A resistência à compressão mede-se com um aparelho de impacto ou, para melhor exatidão, extraindo-se uma parte do concreto e posteriormente, processando-se ao ensaio de ruptura.

#### 3.3. Porosidade

Adapta-se sobre o concreto uma pipeta graduada, avaliando-se o índice de absorção da água em função do tempo decorrido.

#### 3.4. Resistência à tração (teste de aderência).

Aplica-se sobre o concreto uma pastilha de aço, colada com epóxi, e submeter-se-á, posteriormente, à tração.

#### 3.5. Profundidade de carbonatação (porosidade e capacidade de ligação).

A profundidade da carbonatação é determinada cortando o concreto verticalmente e impregnando-o com uma solução alcoólica de fenolftaleína. A área que não ficar colorida indica o término e a profundidade da carbonatação no concreto

#### 3.6. Espessura do recobrimento

A espessura do recobrimento do concreto sobre a armadura mede-se por meio do rastreamento, com o detector de metais eletromagnético. Quando a espessura é inferior à profundidade da carbonatação (item 3.5), entende-se que a ferragem está oxidada.

#### 3.7. Largura da fissura

A largura da fissura mede-se com um microscópio que a focaliza a partir de 40 microns. Este dado deve relacioná-lo com a profundidade da carbonatação (item 3.5) e o tipo de agressividade ambiental.

#### 3.8. Percentagem de cloros e outros agressivos químicos

A percentagem de cloros e outros agressivos químicos mede-se extraindo uma amostra do concreto que esteja perto da ferragem e analisando-a quimicamente.

#### 3.9. Avaliação das fissuras

Analisados todos os pontos da agressividade química que rodeia a estrutura de concreto armado, especifica-se o sistema de recuperação e de proteção preventiva. Pode ocorrer que o grau de deteriorização do concreto armado seja de tal magnitude que não seja possível salvar a construção. Exemplo: Viaduto Faria Timbó, pontes em diversas estradas em todo o Estado do Rio de Janeiro, marquises que desabaram em outros Estados do Brasil e que foram obrigadas a serem postas no chão ou substituídas por outras construções.

Em outras ocasiões aparecerão fissuras no concreto, que nada têm a ver com a oxidação da ferragem. Neste caso, processa-se à injeção de compostos de epóxi fluido e rígido. Caso a fissura não se mova é porque as causas que a provocaram desapareceram: retração do concreto, assentamento, etc. Se a fissura for dinâmica, deverá ser selada com um composto termoplástico, porém, o mais freqüente, é que a fissura seja motivada pela oxidação da ferragem. Neste caso, a fissura se apresenta em linhas paralelas à armadura e, para prescindir da sua eliminação, procura-se ver se o concreto que envolve a ferragem não está carbonatado, se tem o PH alcalino, isto é, maior do que 10, e se a percentagem de cloro é inferior à indicada.

A recuperação de um concreto armado fissurado ou que já tenha perdido parte do recobrimento e do brilho, por oxidação, consiste em sanear as partes deterioradas e evitar que a ferragem venha a se oxidar, restaurando-o com um material o mais parecido ao concreto quanto ao seu módulo de elasticidade, porém, sem os defeitos que tinha o concreto, que deram origem à sua deterioração:

- a) Perda do revestimento
- b) Apicoado ou jateado
- c) Recoberto

## 4. RECUPERAÇÃO DO CONCRETO ARMADO

### 4.1. Limpeza

A limpeza do concreto deteriorado deve ser feita mecanicamente, até encontrar o melhor suporte que tenha um PH maior que 9. O ferro deve ficar totalmente descoberto em toda a área em que se apresenta oxidado. A melhor limpeza se faz com um jato de sílica, que é indispensável para a limpeza da ferrugem. Há também outro modo de tratamento: utilizar inibidor de ferrugem que, aplicado sobre a ferrugem do ferro, transformada em fosfato de ferro e incorpora-lhe uma fina película de asfalto. Se a seção do ferro da armação tiver escorrido (diminuído) em mais de 10%, ou não seja suficiente para a carga que vai suportar a estrutura, a armação deve ser completada ou substituída por novas ferragens.

Nos pilares ou vigas, se as ferragens estiverem muito oxidadas, os reforços se fazem mediante a técnica de envolvimento, pela parte externa, com ferros achatados, isto é, ferros mais achatados do que grossos, e compostos de epóxi.

### 4.2. Proteção anti-oxidante

Os ferros que pouco diminuem de espessura e que se encontram enferrujados, devem ser tratados com uma imprimação de inibidor de ferrugem, que tem propriedade fosfatizante, permitindo, dessa maneira, uma proteção anti-oxidante, do tipo pintura, sobre a qual o concreto novo tem uma boa aderência.

O concreto a ser aplicado deve ser composto com uma argamassa especial, fabricada industrialmente, à base de cimento, sílica e aditivos que provêm aderência e pequeno graute.

#### 4.2.1. Recobrimento com argamassa especial

Também se usa o recobrimento com argamassa polimérica que é feita com mistura de cimento - cola e uma dispersão de polímeros líquidos, desenvolvidos para esse fim. A argamassa de enchimento aplica-se posteriormente ao trabalho do chapisco, que é feito com plastificante acrílico (dispersão de polímeros acrílicos a serem misturados com cimento - cola até se obter uma massa de consistência cremosa). Plastificante acrílico/cimento - cola: 1/2 parte em volume.

#### 4.2.2. Recobrimento epóxi

No caso de recobrimento com epóxi, faz-se a mistura dos componentes sem solventes e aplica-se em duas camadas, porém, antes de fazer a segunda aplicação, deve-se verificar se a primeira está dando aderência à segunda, pois há um tempo livre para promover esta aderência.

Lembrar que a segunda camada de epóxi tem dupla função: promover aderência tanto para a argamassa hidráulica como para a argamassa de resina epóxi, que sempre se aplica quando a Segunda camada tiver aderência.

Nas misturas de sílicas de granulometria de  $\pm 0,2\text{mm}$ , projetadas manualmente, caso o tempo seja exíguo, aplica-se a argamassa de enchimento no período aberto da aderência. Faz-se imprimação líquida de dois componentes de epóxi, de 20 a 25°C, com tempo de aderência de 3 horas.

#### 4.2.3. Cuidados com o concreto

Após a remoção do concreto que envolve a área atacada do ferro, a superfície do concreto - base precisa ser devidamente limpa, isenta de poeira e totalmente livre de elementos soltos, isto é, deve-se deixar o concreto firme e coeso, para se lançar o novo concreto.

#### 4.2.4. Tratamento da armadura

Quando o ferro estiver totalmente descoberto, deve-se observar se existe carepa a ser eliminada. Para tanto, deve-se bater, com outro ferro, a superfície da carepa. Se a carepa é simplesmente uma finíssima camada de óxido de ferro, de alta dureza e fortemente aderida ao ferro base, processa-se à pintura com inibidor de ferrugem em uma demão, como pré-primer, que, além de incorporar o óxido de ferro (ferrugem) ao ferro base, transformará a ferrugem em fosfato, perfeitamente aderido ao ferro base. Passadas 72 horas da pintura feita com inibidor de ferrugem, verificar se houve alguma parte da ferrugem que deixou de reagir com a superfície do ferro base. Neste caso processa-se a uma leve raspagem da área que não reagiu e repinta-se o local com o inibidor de ferrugem.

As principais funções do inibidor de ferrugem são:

- a) Proteger a corrosão do ferro.
- b) Eliminar os vestígios de ferrugem do ferro.
- c) Duplicar a proteção anticorrosiva do concreto.
- d) Promover melhor aderência da pasta cimento-cola.
- e) Reduzir os efeitos da corrosão eletroquímica.

### 4.3. Reenchimento (recomposição)

Quando o volume da argamassa de enchimento tem espessura (profundidade) superior a 6 cm, a técnica de

enchimento é a seguinte:

I - Os ferros deverão estar protegidos, por mais de 72 horas, com inibidor de ferrugem “OXIPRIMER”.

II - Aplica-se uma nata de cimento – cola “DIPLAS EXTRA FORTE” e, em seguida, a argamassa industrializada, como argamassa de enchimento e graute “R MORTER”.

Para os demais casos, a recuperação se faz com as argamassas industrializadas que podem ser preparadas com polímeros líquidos que substituem a água de amassamento, obtendo-se assim uma argamassa impermeável.

Há outras argamassas feitas com resinas reativas, de endurecimento na temperatura ambiente, sendo estas argamassas à base de epóxi.

O processo de aplicação será diferente, porém, pois tanto a polimérica como a reativa, exigem que o suporte receba uma imprimação prévia,

#### 4.4. Escolha da argamassa de enchimento

Para decidir sobre a argamassa de enchimento, é necessário estabelecer as características mais relevantes a exigir de cada obra de recuperação do concreto.

##### 4.4.1. Características (apropriadas)

A argamassa de recuperação será mais adequada quanto mais satisfizer às seguintes propriedades:

- a) Máxima resistência à compressão e à flexitração.
- b) Máxima rapidez de pega e de endurecimento.
- c) Módulo de elasticidade e compressão similar ao do concreto do suporte.
- d) Máxima resistência ao CO<sub>2</sub>, à água, tanto na forma líquida como na de vapor.
- e) Ser isenta de fissuras, e sem nenhuma retração.
  - f) Máxima resistência à agressividade química ambiente.
- g) Perfeita aderência ao concreto suporte, superior à coesão do mesmo.
- h) Menor custo de recuperação, tanto dos materiais, como da mão-de-obra de aplicação.

##### 4.4.2. Argamassa polimérica

Não é suficiente introduzir uma parte de polímero em dispersão na argamassa de cimento e areia, feita, de modo empírico, nas obras.

Estes são alguns dos requisitos para se conseguir uma argamassa com propriedades adequadas de impermeabilidade e de resistência à compressão. Isto, em resumo, nos leva a uma argamassa absolutamente inorgânica, duradoura, capaz de não se deteriorar, mesmo que fique exposta ao intemperismo ambiente.

##### 4.4.3. Argamassa composta com resina epóxi.

Neste caso o aglomerante será constituído por resinas reativas que são encontradas em dois componentes que, uma vez misturados, seu processo de endurecimento é rápido, alcançando, em poucas horas, alta resistência mecânica.

Dessa maneira obtêm-se as argamassas feitas com aglomerantes à base de epóxi. Estas argamassas superam tecnicamente as que são compostas de polímeros acrílicos, exceto no que se refere ao módulo de elasticidade; porém, no que se refere à aderência, há possibilidade de aplicação de argamassa de maior espessura, e de mantê-la seca por longos anos e imune aos agentes químicos.

Ela também é recomendada quando se necessita alcançar, em poucas horas, maior resistência mecânica, nos casos em que o enchimento supere a espessura de 6 cm.

## Anexo F4 Procedimentos para avaliação da deterioração e Recuperação do concreto armado “Diprotec” <http://www.diprotec.com.br>

### Argamassas de reparo e reforço de concreto

A Diprotec oferece uma ampla linha de argamassas de reparo, adequado às características de cada intervenção. Produtos base cimento ou resinas, pré-dosados e prontos para uso em obra. Entre outros benefícios, as argamassas de reparo industrializadas apresentam os seguintes benefícios:

- Facilidade de aplicação
- Excelente aderência ao substrato
- Retração compensada
- Baixa permeabilidade
- Resistência

As argamassas de reparo possuem características adequadas a cada tipo de reparo. Reparos rasos, semiprofundos, profundos, incluindo argamassas de alta resistência para reparos de pisos; reparos em áreas que necessitam de rápida liberação para trânsito. Para cada situação uma solução.

Complementando a linha de reparos, a Diprotec oferece uma ampla linha de produtos auxiliares como adesivos para ponte de aderência, pinturas de proteção de armaduras e uma completa linha de pinturas especiais de proteção de superfície.

Consulte nossos técnicos.

#### Causas Típicas

##### Ataques Físicos:

- Erosão;
- Abrasão;
- impacto;
- Sobrecarga;
- Fogo

##### Ataque Químicos:

- Respingos;
- Águas do subsolo;
- Reação álcali-agregado.

##### As que afetam as armaduras:

- Ataque de cloretos;
- Carbonatação.

O processo de construção também pode ser a origem de problemas por:

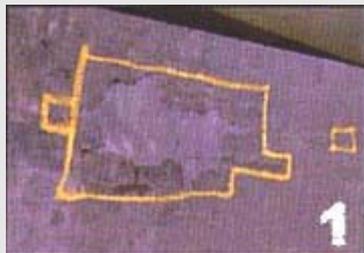
- Dosagem inadequada do concreto;
- Má colocação das armaduras;
- Supervisão inadequada;
- Falta de vibração;
- Cura deficiente;
- Outros.

E ainda há o agravante das condições climáticas, como temperaturas elevadas, alta umidade e ambiente marinho, condições freqüentes do clima brasileiro.

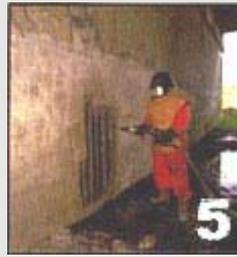
#### Preparo da superfície

Um dos fatores mais importantes em um reparo de sucesso, é a preparação do substrato, que é responsável por 50 % ou mais do desempenho da recuperação estrutural. De fato, um preparo e limpeza inadequados podem comprometer integralmente um reparo ou reforço, por melhor e mais adequados que sejam os materiais e os sistemas empregados.

- 1 - Demarcação da região de reparos com giz;
- 2 - Delimitação com disco de corte;
- 3 - Limpeza do concreto;



- 4 - Remoção de concreto deteriorado, inclusive sob a armadura;
- 5 - Remoção da corrosão por jateamento abrasivo;
- 6 - Tratamento da armadura.



Dependendo do método de reparo especificado, a etapa seguinte pode ser:

**Opção 1** - Preparo do substrato para aplicação manual

- Saturar o substrato com água limpa deixando a superfície saturada e seca
- Aplicar ponte de aderência

**Opção 2** - Preparo do substrato para aplicação de material auto-adesável

- Saturar o substrato com água limpa deixando a superfície saturada e seca ou aplicar ponte de aderência base epóxi, sobre a superfície seca.

**Opção 3** - Preparo do substrato para aplicação por projeção

- Saturar o substrato com água limpa deixando a superfície saturada e seca



**Aplicação manual de argamassa polimérica**

Adequada para reparos localizados

A aplicação manual ( com a mão enluvada ou com colher de pedreiro ) ainda é o método mais usado para reparos localizados, ( em pequenas áreas ).

Foram introduzidas no mercado as argamassas industrializadas para simplificar o processo tanto quanto possível. A mistura e a aplicação de tais argamassas é simples e direta, requerendo apenas a adição do pó ao líquido ou a adição de água limpa no pó no próprio canteiro de obras.

Um método simples

As etapas de um reparo manual típico estão ilustradas e resumidas a seguir:

**Argamassa bi-componente**

- Adicionar o pó ao líquido de acordo com as instruções na embalagem
- Fazer a mistura utilizando uma Hélice ou um misturador mecânico (Foto 1)
- Aplicar a argamassa com a mão enluvada ou colher de pedreiro sobre a área previamente preparada e imprimada ( concreto e armadura ) (Foto 2)
- Dar acabamento (Foto 3)
- Fazer cura úmida com água limpa ou com cura química (Foto 4)

foto 1

foto 2

foto 3

foto 4



#### **Aplicação de material auto-adensável**

Para reparos em grande escala ou em situações de seções congestionadas de armaduras ou ainda em situações de geometria ou arquitetura complexa.

A seguir, temos uma seqüência típica de aplicação de microconcreto

- Montar formas estanques na região do reparo
- Saturar a superfície confinada pelas formas com água limpa ou, dependendo da situação, antes de montar a forma
- Com o substrato seco, aplicar o adesivo epóxi ou ponte de aderência adequada
- Montar formas estanques
- Fazer a mistura mecânica do microconcreto
- Derramar ou bombear o microconcreto nas formas
- Desformar
- Fazer cura úmida ou química

Vantagens:

- Auto-adensável
- Proporciona um reparo homogêneo
- Preenche as seções mais congestionadas de armaduras
- Permite execução de reparos de grandes volumes e espessuras e em formas arquitetônicas complexas
- Alta compactidade



#### **Aplicação por projeção de argamassas poliméricas**

Para aplicações de maior velocidade em grandes áreas, com ganhos nas características físicas do reparo. As argamassas poliméricas podem ser projetadas pelo sistema "via-úmida", onde uma argamassa pré-misturada é bombeada através de um bico de projeção por um sistema de ar comprimido.

Com a projeção de argamassas poliméricas uma série de vantagens podem ser obtidas, como por exemplo:

- Maior velocidade
- Maior aderência
- Melhor compactação
- Aplicação com maiores espessuras horizontais e verticais
- Redução da permeabilidade e
- Baixa reflexão



Consulte nossos técnicos para saber qual o produto que melhor atende suas necessidades.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDRADE PERDIX, M. C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução e adaptação Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo: PINI, 1992. 104p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de Obras em concreto armado**. NBR 6118:1980. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de Estrutura de Concreto - Procedimento**. NBR 6118:2003. Rio de Janeiro, 2004.
- BAUER, L.A.F. **Materiais de construção**., 5ª. ed. Rio de Janeiro, LTC. Livros Técnicos e Científicos, 1995. 935 p.
- CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado** – Trad. Marcondes, M. C., Santos, C. W. F. e Cannabrava B. São Paulo PINI, 1988. 522p.
- CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. Goiânia. UFG. 1997. 237p.
- IPT – Coletânea de trabalhos da Divisão de Edificações do IPT. **Tecnologia de edificações**. São Paulo. PINI : IPT. 1988. 708p.
- CUNHA, A. C. Q.; HELENE, P. L. R. **Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação**. São Paulo. EPUSP- BT/PCC/283, 2001, 13p.
- FIGUEIREDO, E. J. P. **Fatores determinantes da iniciação e propagação da Corrosão da Armadura do Concreto**. São Paulo EPUSP-BT/PCC/121
- HELENE, P. L. R. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese (Livre Docência). São Paulo: EPUSP 1993. 231p.
- HELENE, P. L. R. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo PINI:Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1986. 46p.
- HELENE P.R.L. **Manual para reparo, reforço e proteção das estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1992. 213p.
- LIBÓRIO J. B. L. **Patologia das construções**. EESC-USP, 1998 /Notas de Aulas.
- MEHTA, P.K. ; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1ª. ed. PINI, 1994. 573p.
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto** - Trad. Giammusso, S. E. São Paulo PINI, 1.997.
- NUNES, F. L.; HELENE, P. R. L. **Influencia da dosagem na carbonatação dos concretos**. Dissertação (Mestrado) São Paulo: EPUSP. 1998. 213p.

REGATTIERI, C. E. X.; HELENE, P. L. R. **Mecanismos de transporte de agentes agressivos no concreto**. EPUSP- BT/PCC/232, 1999. 19p.

SILVA, P. F. A. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. São Paulo. PINI. 1995. 152p.

SOBRAL, H.S. **Durabilidade dos concretos**. São Paulo. ABCP, 1990

SOUZA V. C. M. e RIPPER T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo. PINI 1998

THOMAZ, E. **Tecnologia, gerenciamento e qualidade na construção**. São Paulo. PINI, 2001, 449p.

<http://www.texsa.com.br:http://> (03/02/06) Manual técnico.

[http://www.diprotec.com.br/nossas\\_linha\\_argamassas.htm](http://www.diprotec.com.br/nossas_linha_argamassas.htm) (04/02/06).