

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**Escola de Engenharia**  
**Departamento de Engenharia de Materiais de Construção**  
**Curso de Especialização em Construção Civil**

Felipe Schneider Kalsing

**CAUSAS E EFEITOS DA CARBONATAÇÃO NA DURABILIDADE DO CONCRETO  
ARMADO**

Belo Horizonte  
2020

Felipe Schneider Kalsing

## **CAUSAS E EFEITOS DA CARBONATAÇÃO NA DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO**

### **Versão Final**

Monografia de especialização apresentada à Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais como requisito parcial à obtenção do título de Especialista em Construção Civil.

Ênfase: Gestão e Tecnologia na Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Adriano de Paula e Silva

Belo Horizonte  
2020

K14c	<p>Kalsing, Felipe Schneider.</p> <p>Causas e efeitos da carbonatação na durabilidade do concreto armado [recurso eletrônico] / Felipe Schneider Kalsing. – 2020.</p> <p>1 recurso online (iv, 46 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Adriano de Paula e Silva.</p> <p>Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.</p> <p>Bibliografia: f. 45-46.</p> <p>Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Construção civil. 2. Concreto. 3. Aço. 4. Carbonatação. 5. Corrosão. 6. Durabilidade (Engenharia). I. Silva, Adriano de Paula e. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU:</p>
691	



## ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA

ALUNO: FELIPE SCHNEIDER KALSING

MATRÍCULA: 2019699901

### RESULTADO

Nos 28 dias do mês de fevereiro de 2020 realizou-se a defesa da MONOGRAFIA de autoria do aluno acima mencionado sob o título:

"CAUSAS E EFETOS DA CARBONATAÇÃO NA DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO"

Após análise, concluiu-se pela alternativa assinalada abaixo:

APROVADO

APROVADO COM CORRECÇÕES

REPROVADO

NOTA: 9,0

CONCEITO: A

### BANCA EXAMINADORA:

Nome

Prof. Dr. Adriano de Paula e Silva

Assinatura



Nome

Prof. Dr. Cristiane Machado Parisi Jonov

Assinatura



O candidato faz jus ao grau de "ESPECIALISTA EM CONSTRUÇÃO CIVIL: "GESTÃO E TECNOLOGIA NA CONSTRUÇÃO CIVIL."

Belo Horizonte, 28 de fevereiro de 2020



Coordenador do Curso

Prof. Antonio Neves  
de Carvalho Junior

Coordenador do Curso

## Resumo

O trabalho apresentado tem por objetivo analisar as causas e efeitos do fenômeno da carbonatação junto as estruturas de concreto armado, avaliando os fatores que influenciam e desencadeiam tal fenômeno, bem como seus impactos com relação a durabilidade destas estruturas. Conter e retardar as manifestações do processo de carbonatação são de essencial importância ao sistema criado pela utilização conjunta de concreto e aço, sendo este efeito o responsável pela quebra da proteção química oriunda das características criadas no interior da estrutura de concreto, tornando assim a armadura suscetível ao processo de oxidação do aço através da corrosão. O processo de carbonatação apresenta-se intimamente ligado a características do concreto utilizado, tais como a relação água/cimento bem como as espessuras de recobrimento das armaduras de aço, umidade relativa do ar e concentração de gás carbônico. Sendo abordado o funcionamento da camada de passivação do aço, as principais reações responsáveis pela carbonatação e características que interferem no desenvolvimento deste fenômeno, bem como elementos que possam auxiliar na redução deste avanço e garantir as características de desempenho e vida útil das estruturas.

Palavras-Chave: Concreto; Aço; Carbonatação; Corrosão; Durabilidade.

## **Abstract**

*The present work aims to identify the causes and effects of the carbonation phenomenon in reinforced concrete structures, evaluating the factors that influence and unleash this phenomenon, as well as their impacts regarding the durability of these structures. Containing and delaying the manifestations of the carbonation process being of essential importance to the system created by the joint using concrete and steel, this effect is responsible for breaking the chemical protection occasioned by the characteristics created inside the concrete structure thus leaving the armature susceptible to oxidation process of steel through corrosion. The carbonation process is closely linked to the characteristics of the concrete used, such as the water / cement ratio as well as the thicknesses of the covering concrete, relative humidity and carbon dioxide concentration. Being approached the operation of the passivation layer of steel, the reactions that are responsible for carbonation and characteristics that interfere in the development of this phenomenon, as well as elements that can help in reducing this advance and guarantee the performance and life cycle characteristics for those structures.*

*Keywords: Concrete; Steel; Carbonation; Corrosion; Durability*

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>2</b>
<b>LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS .....</b>	<b>3</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>4</b>
<b>2. OBJETIVO.....</b>	<b>6</b>
<b>3. CONTEXTUALIZAÇÃO.....</b>	<b>7</b>
<b>4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>12</b>
<b>4.1. Concreto Armado.....</b>	<b>13</b>
<b>4.2. Durabilidade do Concreto Armado.....</b>	<b>17</b>
<b>4.3. Carbonatação do Concreto.....</b>	<b>21</b>
<b>4.3.1. Permeabilidade do Concreto .....</b>	<b>26</b>
<b>4.3.2. Sistemas de Proteção Superficiais e de Vedação Cristalina</b>	<b>29</b>
<b>4.4. Corrosão das Armaduras no Concreto Armado.....</b>	<b>33</b>
<b>5. ANÁLISE LABORATORIAL.....</b>	<b>39</b>
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>43</b>
<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>45</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Barco em concreto armado criado por Lambot .....	8
Figura 2 – Comparativo de gastos entre estruturas novas e manutenção das existentes em 2004 .....	9
Figura 3 – Variação do PIB Brasil e da Construção Civil – 2004 à 2018 .....	10
Figura 4 – Variação das Composições do CUB Brasil – 2007 à 2019 .....	11
Figura 5 – Tabela 7.2 - ABNT NBR 6118:2014.....	14
Figura 6 – Tabela 6.1 - ABNT NBR 6118:2014 .....	15
Figura 7 – Tabela 2 - ABNT NBR 12655:2015.....	15
Figura 8 – Diagrama simplificado de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico – Sistema Fe-H <sub>2</sub> O, para 25°C .....	17
Figura 9 – Tabela Comparativa de Origens Patológicas em Estruturas de Concreto Armado.....	20
Figura 10 – Ilustração do Processo de Carbonatação do Concreto.....	22
Figura 11 – Avanço da frente de carbonatação e Início do Processo de Corrosão .	23
Figura 12 – Ábaco de Helene - Avanço da Frente de Carbonatação.....	25
Figura 13 – Variação do Coeficiente de Permeabilidade de acordo a Relação a A/C .....	27
Figura 14 – Variação dos coeficientes de permeabilidade pelo processo de cura do concreto .....	28
Figura 15 – Esquematização do Sistemas de Proteção Superficiais .....	31
Figura 16 – Cobrimentos Equivalentes de Sistemas de Proteção de Superfície .....	32
Figura 17 – Início da cristalização no poro (esq.) – Poro preenchido após cristalização (dir.).....	33
Figura 18 – Esquema de corrosão do tipo micro pilha eletrolítica .....	35
Figura 19 – Esquema de corrosão do tipo macro pilha eletrolítica.....	36
Figura 20 – Efeitos da Corrosão .....	37
Figura 21 – Progressão da Útil da Estrutura .....	38
Figura 22 – Corpo de Prova com visíveis falhas no adensamento .....	39
Figura 23 – Corpo de Prova aspergido com fenolftaleína .....	41

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A/C	Relação Água/Cimento
AF	Escória de Alto Forno
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CA	Concreto Armado
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CAR	Concreto de Alta Resistência
CBIC	Câmara Brasileira da Indústria da Construção
CP	Corpo de prova
CPro	Concreto Protendido
CUB	Custo Unitário Básico da Construção
DDP	Diferença de Potencial Elétrico
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
KG/m <sup>3</sup>	Quilograma/metro cúbico
MPa	Mega Pascal
NBR	Norma Técnica Brasileira
PIB	Produto Interno Bruto
POZ	Pozolanas
pH	Potencial Hidrogeniônico
UR	Umidade Relativa
VUP	Vida Útil de Projeto

## 1. INTRODUÇÃO

A utilização de concreto pela humanidade pode ser observada a muitos séculos, havendo vestígios do emprego de concretos na civilização egípcia, e posteriormente nas civilizações romanas e gregas.

Contudo atualmente a utilização do concreto é normalmente acompanhada da utilização do aço, formando assim o concreto armado, sendo este compósito utilizado para os mais variados fins construtivos, das tradicionais estruturas em concreto armado para construção de edifícios, superestruturas rodoviárias como túneis, pavimentos e viadutos, até mesmo em estações de extração de petróleo em alto mar para construção de dutos de extração.

Pode se observar a importância do concreto dentro de nossa sociedade pelo simples fato do concreto ser atualmente o material de construção mais utilizado pelo homem, principalmente em virtude do seu baixo custo, facilidade de transporte e sua capacidade de ser moldado de acordo com as necessidades de dimensões e formas, segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) conforme apresentado por Battagin (2019), tornando-se além do material de construção mais utilizado pelo homem o segundo elemento mais consumido pela humanidade, perdendo apenas para a água.

Tendo em vista tamanhas proporções da utilização do concreto armado, são justificáveis e se fazem necessárias pesquisas e avaliações sobre o mesmo, de sua vida útil, desempenho, patologias, fases e elementos complementares às suas características.

Datando de meados de 1849, onde pela primeira vez concreto e aço foram utilizados de uma forma conjunta, o concreto armado hoje está presente em todo o mundo, e durante muito tempo foi comum acreditar que estruturas de concreto armado possuíam uma vida indeterminável, sendo considerado um material de durabilidade quase infinita, entretanto com o passar dos anos e a utilização cada dia mais difundida estas estruturas após alguns anos começaram a apresentar patologias.

O estudo das patologias em concreto, bem como uma compreensão mais específica e precisa de seu funcionamento, segundo Medeiros, Andrade e Helene (2011), se dá a partir dos anos 80, devido aos avanços científicos que permitiram um conhecimento maior conhecimento dos mecanismos de transportes de líquidos e gases em meios porosos, tal qual o concreto.

Sendo diretamente relacionado a este transporte de fluidos no concreto a relação de perda de durabilidade e desempenho da estrutura, através de manifestações patológicas oriundas do efeito da carbonatação do concreto, sendo abordados pelo presente trabalho o efeito, suas causas e efeitos junto as estruturas e modelos possíveis de combate-lo.

De forma a contextualizar o cenário atual da construção civil no país bem como relacionar as exigências e prescrições atualmente prevista pelo sistema de normas brasileiro relacionados as estruturas de concreto armado.

## **2. OBJETIVO**

O presente trabalho tem o propósito de avaliar os efeitos originados através da reação de carbonatação do concreto em estruturas de concreto armado, analisando por meio da revisão bibliográfica de literaturas técnicas específicas ao tema, sobre as quais serão abordadas as causas e efeitos decorrentes da ação deste fenômeno. Por fim, serão avaliadas e propostas medidas protetivas que visam a prevenção e o prolongamento da vida útil e do desempenho projetado para estruturas em concreto armado.

### 3. CONTEXTUALIZAÇÃO

De acordo com Neville (1997), a palavra cimento em seu conceito geral, pode ser considerada como todo e qualquer material que apresenta propriedades adesivas e coesivas utilizado na intenção de unir fragmentos minerais entre si com o propósito de formar um elemento sólido e monolítico.

Ainda segundo Neville (1997), o emprego do cimento pela humanidade é bastante antigo, datando seus primeiros vestígios registrados das civilizações egípcias, estes que utilizavam uma composição de gesso impuro calcinado, e posteriormente junto das civilizações gregas e romanas, as quais utilizavam calcário calcinado. Com o passar do tempo e o aprimoramento das técnicas de utilização do cimento estas civilizações desenvolveram uma mistura de cal e areia com água e fragmentos de pedras, telhas e tijolos, sendo este considerado o primeiro concreto da história da humanidade, este conhecido como concreto romano.

Com o passar dos anos e o acelerado desenvolvimento da civilização, de acordo com Battagin (2019), em 1818 o francês Louis-Joseph Vicat, baseando seu trabalho nos resultados do inglês John Smeaton realizados em 1756, realizou a mistura de componentes argilosos e calcários tornando-se assim o responsável pela criação do cimento artificial. Porém a criação do cimento Portland ocorreu somente em 1824, sendo creditada ao construtor inglês Joseph Aspdin que queimou conjuntamente pedras calcárias e argila tendo como resultado final um pó relativamente fino que após a sua secagem tinha uma resistência semelhante à das pedras utilizadas na construção, bem como a propriedade de não se dissolver quando imerso em água. No mesmo ano Joseph patenteou a mistura sob nome de cimento Portland, em homenagem a sua semelhança de cor e resistência com as rochas que se encontravam na Ilha de Portland na Inglaterra.

Logo após, em meados de 1849, é de crédito do inventor francês Joseph-Louis Lambot, a primeira utilização de concreto armado registrado e reconhecido pela humanidade, segundo Fusco (2008), a data internacionalmente reconhecida como nascimento do concreto armado, o sistema de Lambot utilizava ferro recoberto pelo concreto formando uma estrutura única, tendo como finalidade a construção de uma

pequena embarcação conforme apresentado na Figura 1, uma finalidade relativamente diferente a aplicação do concreto armado atualmente.

**Figura 1 – Barco em concreto armado criado por Lambot**



**Fonte:** JORUNE, 2012.

De acordo com Medeiros e Helene (2009), analisando a história fica evidente o quão relativamente novo é o conceito da utilização do concreto armado para a humanidade, com aproximadamente 170 anos desde sua criação, bem como observa-se que a origem dessa combinação se dá de forma empírica, experimental e de certa forma contando com um pouco de sorte, por isso torna-se compreensível a não observância de diversos conceitos, bem como a durabilidade dos elementos envolvidos e dos resultados desta combinação como um todo. Apesar destes fatos, ainda assim por muitas décadas as estruturas de concreto armado foram tidas como estruturas de durabilidade indefinida, sendo esta durabilidade pensada tão extrema que não se justificavam preocupações quanto a mesma.

Entretanto, como podemos observar através das análises de Medeiros, Andrade e Helene (2011), que este conceito de durabilidade indefinida é errôneo e

não pode mais ser utilizado já que cada vez mais são aprofundadas questões que tratam sobre as propriedades e a durabilidade das estruturas de concreto armado, tomando por base a significativa importância dos custos de manutenção e intervenções que se fazem necessárias em estruturas a fim de garantir seu desempenho e durabilidade, bem como as origens de patologias que as atingem e seus efeitos nas estruturas. Na Figura 2 podemos observar a magnitude dos gastos em intervenções e manutenção de estruturas existentes em comparação a construção de novas estruturas no ano de 2004, a exceção da Itália com dados do ano de 2002, onde observa-se que os custos de manutenção e recuperação podem até mesmo superar os custos envolvidos com novas estruturas, como foi o caso da Itália.

**Figura 2 – Comparativo de gastos entre estruturas novas e manutenção das existentes em 2004**

país	gastos com construções novas	gastos com manutenção e reparo	gastos totais com construção
França	85,6 Bilhões de Euros (52%)	79,6 Bilhões de Euros (48%)	165,2 Bilhões de Euros (100%)
Alemanhã	99,7 Bilhões de Euros (50%)	99,0 Bilhões de Euros (50%)	198,7 Bilhões de Euros (100%)
Itália	58,6 Bilhões de Euros (43%)	76,8 Bilhões de Euros (57%)	135,4 Bilhões de Euros (100%)
Reino Unido	60,7 Bilhões de Pounds (50%)	61,2 Bilhões de libras (50%)	121,9 Bilhões de Pounds (100%)

*Nota: todos os dados se referem ao ano de 2004, exceto no caso da Itália que se refere ao ano de 2002.*

**Fonte:** Medeiros, Andrade e Helene, 2011.

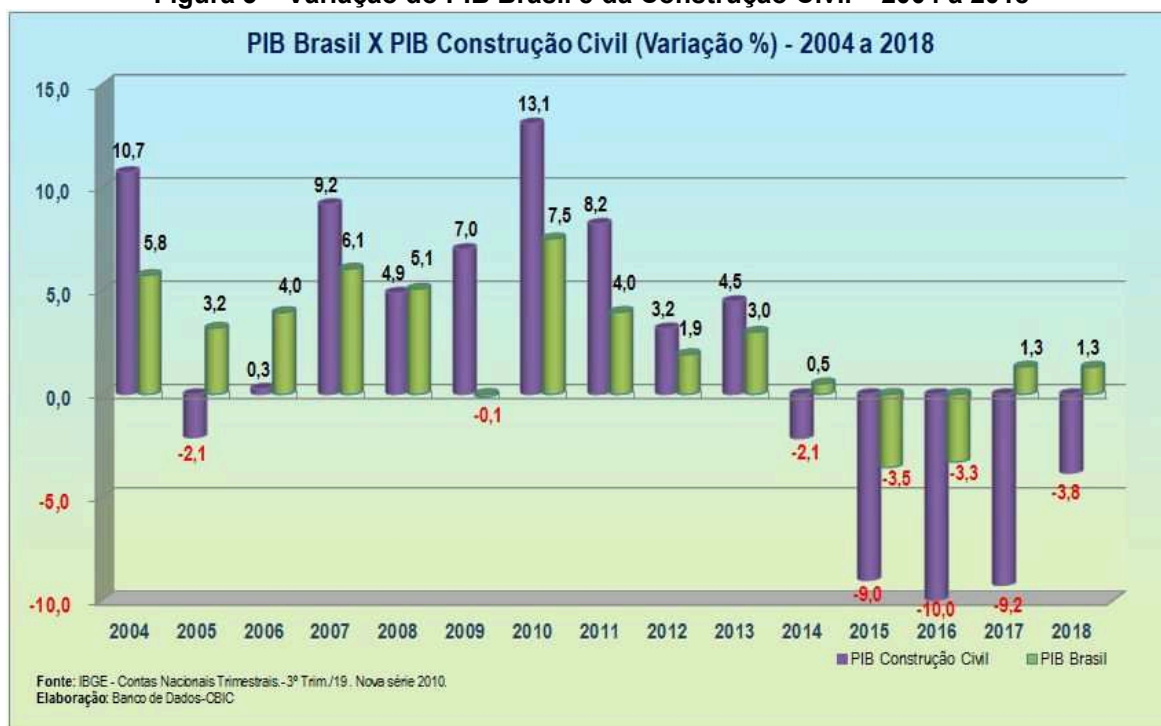
Sendo apresentado através dos relatos dos pesquisadores Haque e Kawamura (1992) como a principal causa de patologias no concreto armado, relacionadas a corrosão do aço, a perda de eficiência do concreto de recobrimento das armaduras através deste processo permitindo o ingresso de agentes agressivos que causam a despassivação das armaduras.

Para Medeiros, Andrade e Helene (2011), o conceito de durabilidade pode ser definido como uma necessidade do usuário, tal como formulado por normas internacionais do início da década de 80, pela ISO 6241:1984 - *Performance standards in building - Principles for their preparation and factors to be considered*, e ASTM E 632, demonstrando que este já é um conceito incorporado internacionalmente a mais de 40 anos, o qual fora incorporado às normas brasileiras, tardiamente, pela ABNT NBR 6118:2003.

Estes conceitos de durabilidade e vida útil, segundo Bolina, Perrone e Tutikian (2015), embora já incorporados as normas brasileira, os mesmos ainda podem ser considerados subjetivos, devido ao fato de não haver uma correlação de um período específico em anos relacionando vida útil de projeto (VUP) de forma direta ao dimensionamento de estruturas em concreto armado. Entretanto deve-se observar que desde 2013, quando passou a vigorar a ABNT NBR 15575:2013 - Edificações Habitacionais – Desempenho, já são estipulados níveis de desempenho relativos VUP. Sendo considerada uma nova tendência a qual as normas futuramente tendem a se adaptar.

Em vista das novas exigências que são apresentadas ao mercado da construção civil, tendo a ABNT NBR 15575:2013 como principal fator responsável de tais mudanças, também podemos ressaltar a atual situação deste mercado, que encontra-se atualmente em um processo de recuperação após a crise que atingiu o país, e particularmente o setor da construção civil, como podemos observar na Figura 3.

**Figura 3 – Variação do PIB Brasil e da Construção Civil – 2004 à 2018**

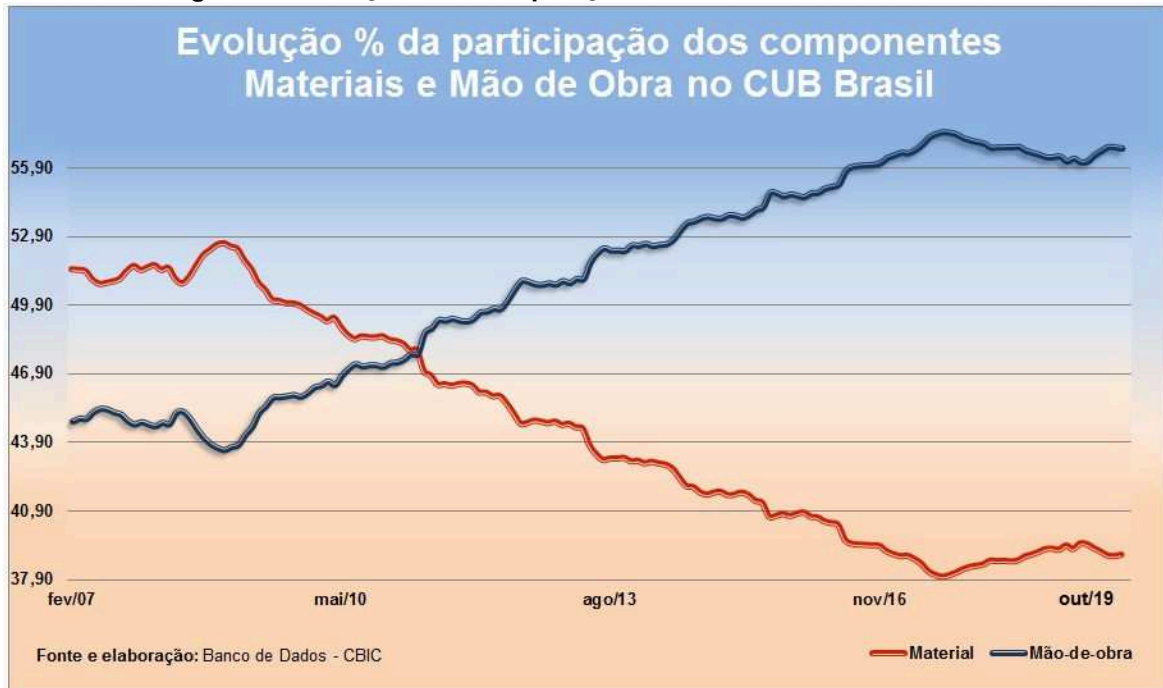


Fonte: CBIC, 2020 - <http://www.cbicdados.com.br/home/>

Bem como a mudança na curva de representatividade entre materiais e o custo de produtividade relacionado a mão de obra que compõem custo unitário básico da

construção civil (CUB), como é demonstrado na Figura 4, fatos estes que tornam a necessidade de mudanças na forma de se pensar e construir evidentes.

**Figura 4 – Variação das Composições do CUB Brasil – 2007 à 2019**



**Fonte:** CBIC, 2020 - <http://www.cbicdados.com.br/home/>

#### 4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo Fusco (2008), o concreto armado pode ser classificado das seguintes maneiras, concreto armado/concreto armado simples (CA), concreto de alta resistência (CAR), concreto de alto desempenho (CAD), e concreto protendido (CPro). Sendo a composição básica de qualquer concreto dada pela mistura da pasta formada através da mistura de cimento mais água, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (pedra britada ou seixo rolado), podendo haver ou não utilização de aditivos de acordo com a sua finalidade. Fusco (2008) enfatiza que apesar do concreto armado compor os elementos de forma conjunta, e aparentemente única, a sua natureza de material composto não deve ser negligenciada.

Para Fusco (2008) o resultando do concreto simples caracteriza-se principalmente devido a sua satisfatória resistência a compressão, oscilando usualmente entre 20 a 40 Mpa de acordo ao traço utilizado, em contraponto, a sua baixa resistência a tração, valor este que usualmente encontra-se levemente abaixo de 10% de sua capacidade de compressão. Para serem considerados CAR, o concreto usualmente deverá apresentar alta resistência inicial bem como resistência aos 28 dias superior a 50 Mpa, estando comumente a obtenção do mesmo atrelada a utilização de aditivos plastificante visando reduzir a relação água / cimento (A/C), relação está que está diretamente ligada de forma inversamente proporcional a resistência do concreto, bem como a utilização de cimentos com maior grau de moagem e pureza como os do tipo Cimento Portland (CP) V. Enquanto o CAD possui enfoque específico no desempenho do concreto final, estando este geralmente atrelado a sua aplicação e as condições específicas do ambiente ao qual a estrutura estará sujeita.

De forma simplória o concreto armado é composto através da inserção do aço, em forma de armaduras, podendo ser CA, CAR, CAD, enquanto no CPro além das armaduras atuando de forma passiva, estas estruturas possuem cordoalhas de aço que sofrerão uma pré tensão, trabalhando de forma ativa e permanente na estrutura, sendo utilizados de forma mais comum concretos do tipo CAR e CAD junto a este tipo de estrutura, sendo estas estruturas de aço tanto na forma de armadura e/ou cordoalhas responsáveis por suportar os esforços onde as competências isoladas do

concreto falham, contornando a limitação do mesmo devido à sua baixa resistência a tração e até mesmo auxiliando na redução de seção de elementos estruturais para qualquer tipo de esforço, sendo estes elementos dispostos de acordo a geometria e solicitações de esforços ao quais o elemento será projetado para resistir.

#### **4.1. Concreto Armado**

A utilização do sistema composto de concreto armado, segundo Helene (1986), possui grandes vantagens, dentro das quais se destaca o sistema de dupla proteção à corrosão das armaduras, proteção naturalmente desenvolvida derivada da natureza dos materiais. Esta dupla proteção ante a corrosão do aço impede a formação de células eletroquímicas nas armaduras através da proteção física e química proporcionada pelo concreto, como serão abordadas especificamente nos próximos tópicos.

De acordo com Medeiros, Andrade e Helene (2011), a proteção física e química do concreto se dá através da camada de recobrimento das armaduras, quando bem executada, com teor de argamassa e adensamento adequados, isentas de elementos contaminantes, e respeitando as diretrizes estipuladas pela ABNT NBR 6118:2014 ao que se refere a tipologia do elemento estrutural e a classe de agressividade ambiental ao qual a mesma estará exposta, conforme Figura 5.

Figura 5 – Tabela 7.2 - ABNT NBR 6118:2014.

**Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm**

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</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, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Como podemos observar junto a Figura 5, as espessuras de recobrimento variam de acordo as classes de agressividade ambientais as quais a estrutura estará sujeita, sendo esta classificação disposta junto a tabela 6.1 da mesma norma, como é apresentado na Figura 6, sendo da mesma forma mandatória a observância dos limites para a relação Água/Cimento, está definida com padrões mínimos a serem executados, de acordo a tabela 2 da norma ABNT NRB 12655:2015, conforme ilustrado na Figura 7. Junto a tabela 2 também é definido o consumo mínimo de cimento expresso em quilograma por metro cubico ( $Kg/m^3$ ) de concreto, conceito este ligado diretamente a qualidade do concreto produzido visando a durabilidade e resistência química aos agentes externos que possam vir a comprometer a estrutura de concreto armado.

Figura 6 – Tabela 6.1 - ABNT NBR 6118:2014

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Figura 7 – Tabela 2 - ABNT NBR 12655:2015

Tabela 2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

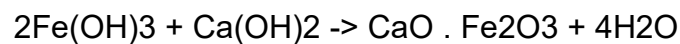
Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto kg/m <sup>3</sup>	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360

CA Componentes e elementos estruturais de concreto armado.  
CP Componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 12655:2015.

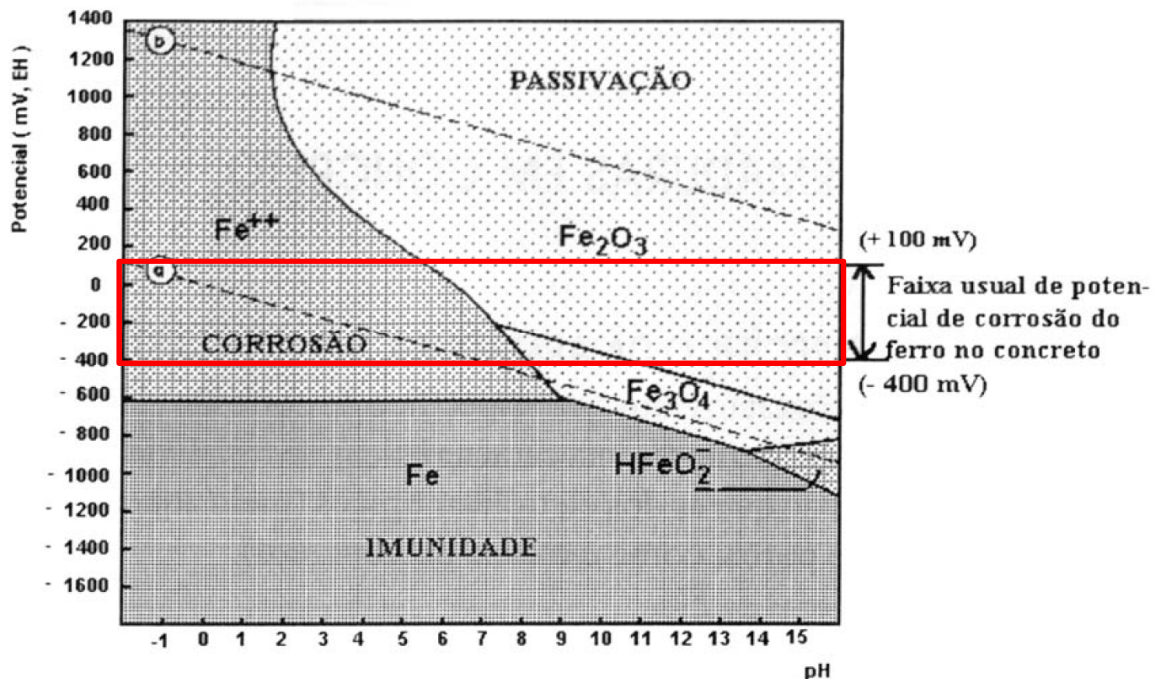
A proteção química das armaduras de aço se dá graças as condições originadas no concreto durante as reações no processo de cura, baseando-se segundo Helene (1997), no impedimento da formação de células eletroquímicas, devido a estanqueidade (conceito físico) e a reserva alcalina gerada por conta do pH elevado do concreto, valor geralmente entre 12,6 e 13,5, resultando na criação de uma película passivadora na superfície do aço impedindo a corrosão do mesmo.

Helene (1986) explica que a alcalinidade do meio é deriva-se das reações de hidratação dos silicatos de cálcio (C3S e C2S) presentes no cimento, liberando hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) durante o processo de cura do concreto, podendo estes compostos atingir até 25% da massa total de compostos hidratados da pasta de cimento. Entendendo-se o Ca(OH)<sub>2</sub> como uma base forte que se dissolve na água presente na mistura e preenche os poros e capilares do concreto lhe conferindo assim o caráter alcalino supra citado. Ainda segundo Helene (1986), a película passivadora que se forma sobre a superfície do aço é resultado da ferrugem superficial dos elementos de aço (Fe(OH)<sub>3</sub>) com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) segundo a reação química abaixo:



Conforme Cunha e Helene (2001) e Helene (1986), esta camada, protegida fisicamente e quimicamente pelo concreto de recobrimento, desde que o mesmo mantenha a capacidade de estanqueidade a gases e fluidos preservando assim seu caráter alcalino, torna-se então responsável pela passivação do aço presente no concreto armado, como é demonstrado através do diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico, onde são relacionados o potencial de corrosão em relação ao pH do sistema Fe – H<sub>2</sub>O, para 25°C, delimitando os domínios de corrosão, passivação e imunidade, conforme Figura 8.

Figura 8 – Diagrama simplificado de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico – Sistema Fe-H<sub>2</sub>O, para 25°C



Fonte: HELENE, 1986 - Adaptado de POURBAIX, 1976.

#### 4.2. Durabilidade do Concreto Armado

Para Medeiros, Andrade e Helene (2011), desde o início das construções de concreto do século XX até meados da década de 80 o conceito de durabilidade do concreto era bastante subjetivo, assegurada pelo bom senso e experiência do profissional e de exigências prescritivas, entretanto de lá até a atualidade os estudos sobre durabilidade de estruturas de concreto armado e protendido teve grandes avanços, “graças ao maior conhecimento dos mecanismos de transporte de líquidos e de gases agressivos nos meios porosos, como o concreto, que possibilitaram associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos” (MEDEIROS, ANDRADE & HELENE, 2011).

Ainda segundo Medeiros, Andrade e Helene (2011), a partir desse ponto tornou-se viável uma avaliação de vida útil em anos e não mais apenas baseando-se em critérios qualitativos de acordo ao grau de exposição das estruturas. Entretanto manteve-se o princípio básico de conhecer, avaliar e então classificar o ambiente e sua agressividade diante das estruturas de concreto armado, estabelecendo uma

relação entre a durabilidade do concreto em relação a agressividade do ambiente, conforme apresentado na Figura 6 extraída da ABNT NBR 6118:2014, sendo a resistência da estrutura de concreto armado uma função resultante da resistência do concreto, resistência da armadura e da resistência da própria estrutura, pois qualquer um destes ao se deteriorar acabará por comprometer a estrutura de modo geral.

Junto a ABNT NBR 6118:2014 encontramos algumas definições para conceitos de durabilidade, e vida útil de projeto, junto ao item 5.1.2.3 podemos encontrar o que a norma entende por definição de durabilidade para uma estrutura de concreto armado, segundo a norma a durabilidade.

Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. (ABNT NBR 6118:2014)

Pouco adiante junto a item 6.1 a mesma norma destaca pontos de grande importância a serem observados tanto na fase de projeto, execução e utilização complementando os conceitos e exigências de durabilidade.

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 em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil. (ABNT NBR 6118:2014)

Em sequência e dando de certa forma continuidade ao item 6.1 supracitado, no item 6.2 a norma então define o termo de vida útil de projeto, conforme é apresentado.

Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, conforme 7.8 e 25.3, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais. (ABNT NBR 6118:2014)

Onde os itens mencionados em norma fazem relação a inspeção e manutenção preventiva em 7.8 e do manual de utilização, inspeção e manutenção em 25.3.

De acordo com Bolina, Perrone e Tutikian (2015), atualmente além das normas específicas para elaboração de projetos em concreto armado contamos também com a norma ABNT NBR 15575:2013, norma esta que faz referência específica a estruturas voltadas para edificações com fins habitacionais, sendo esta norma não prescritiva ela apenas cria distinções de desempenho de acordo a vida útil mínima de projeto condizente a cada um dos sistemas abordados por ela, sendo especificamente o sistema de estruturas de concreto armado dividido em três níveis de desempenho o mínimo, o intermediário e o superior, sendo suas VUP de 50, 63 e 75 anos respectivamente.

Ainda segundo Bolina, Perrone e Tutikian (2015), tais níveis de desempenho ainda não são abordados nas normas específicas ao dimensionamento de estruturas de concreto armado, sendo pressuposta uma VUP de 50 anos, ou seja, de acordo ao desempenho mínimo previsto, quando executadas de acordo aos mínimos critérios exigidos pela ABNT NBR 6118:2014 e suas complementares, sendo esta suposição fundamentada na ABNT NBR 8681:2004 onde são definidos fatores de majoração para combinações de carregamentos admissíveis no período de 50 anos. Deixando desta forma a critério de utilização de normas estrangeiras, quando existentes, para determinação de níveis de desempenho superiores ao mínimo exigido.

A durabilidade de uma estrutura de concreto, e conseqüentemente sua VUP, estão atreladas além dos elementos estipulados em norma diretamente ligados à sua correta execução, desde sua concepção, projeto e posterior execução, até sua utilização, como pode ser entendido através das definições da ABNT NBR 6118:2014 acima dispostas. Por tanto se faz visível a grande exposição a origens patológicas, que vão além de sua deterioração natural, causada pelo ambiente ao qual está exposta, podendo estas ocorrerem em decorrência de erros isolados, ou até mesmo de um conjunto de erros somados, podendo resultar em uma redução drástica na vida útil da mesma.

Segundo Souza e Ripper (2009), a manifestação patológica nas estruturas de concreto é motivo de estudos de diversos pesquisadores em vários países, tentando correlacionar de forma percentual a ocorrência patológica a uma ou mais áreas envolvidas neste processo, conforme Figura 9, onde são agrupados e relacionados os dados de diversos pesquisadores da área pelo mundo, fato este que representa e justifica uma grande divergência de fatores causa de tais patologias. Souza e Ripper (2009) ressaltam que nem todos os autores utilizaram uma mesma classificação padrão para definição de origem, por isto a presença de lacunas, bem como alguns autores não restringiram a causa-origem patológica, correlacionando as origens de patologias a mais de um fator, por exemplo um erro de projeto seguido de um erro executivo e/ou má utilização, podendo assim a somatória em alguns casos superar os 100%.

**Figura 9 – Tabela Comparativa de Origens Patológicas em Estruturas de Concreto Armado**

FONTE DE PESQUISA	CAUSAS DOS PROBLEMAS PATOLÓGICOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO			
	Concepção e Projeto	Materiais	Execução	Utilização e Outras
Edward Grunau Paulo Helene (1992)	44	18	28	10
D. E. Allen (Canadá) (1979)	55	⇐ 49 ⇒		
C.S.T.C. (Bélgica) Verçoza (1991)	46	15	22	17
C.E.B. Boletim 157 (1982)	50	⇐ 40 ⇒		10
Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Álvares Penteado Verçoza (1991)	18	6	52	24
B.R.E.A.S. (Reino Unido) (1972)	58	12	35	11
Bureau Securitas (1972)	⇐ 88 ⇒			12
E.N.R. (U.S.A.) (1968 - 1978)	9	6	75	10
S.I.A. (Suíça) (1979)	46		44	10
Dov Kaminetzky (1991)	51	⇐ 40 ⇒		16
Jean Blévot (França) (1974)	35		65	
L.E.M.I.T. (Venezuela) (1965-1975)	19	5	57	19

Fonte: SOUZA E RIPPER, 2009.

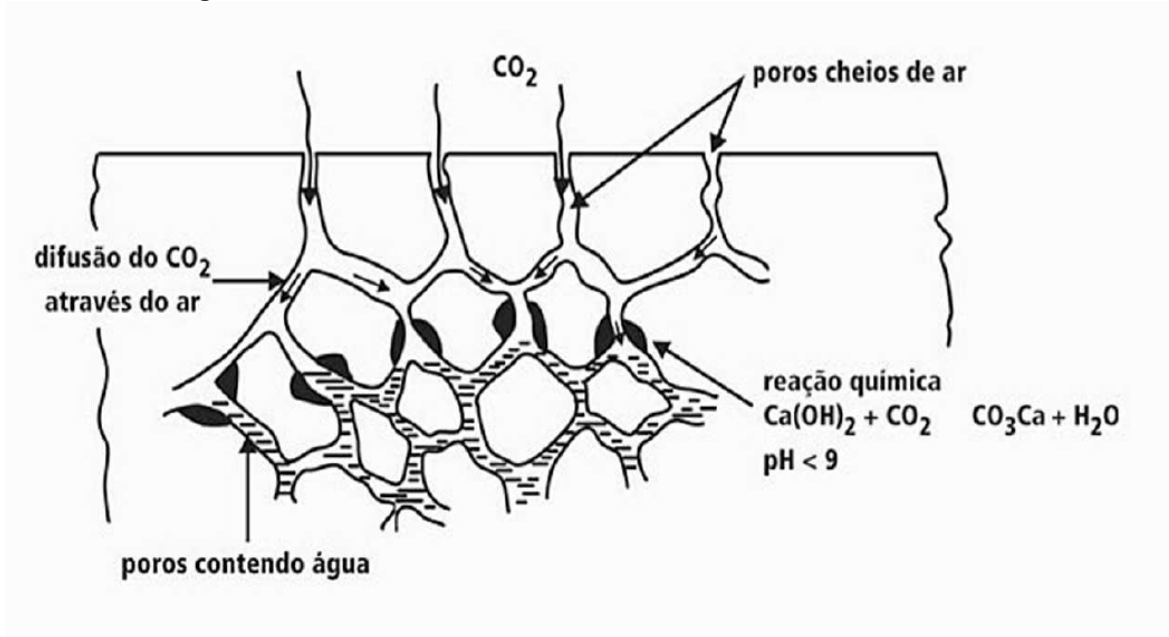
### 4.3. Carbonatação do Concreto

A carbonatação do concreto de acordo com Neville (1997), é um efeito desencadeado pelo ácido carbônico ( $H_2CO_3$ ). Sendo a reação responsável pelo surgimento do ácido carbônico diretamente ligada a concentração de gás carbônico ( $CO_2$ ) na atmosfera e a presença de umidade na estrutura de concreto ( $H_2O$ ), o  $CO_2$  reage com o  $H_2O$  presente nos poros do concreto resultando no  $H_2CO_3$ , é por este fato que se admite de maneira geral que o agente principal da carbonatação seja o gás carbônico na presença de umidade.

Segundo Fusco (2008), o efeito da carbonatação é explicado da seguinte maneira, o cálcio existente nos silicatos que compõem os cimentos é superior a quantidade que possa ser mantida na forma de silicatos de cálcio hidratados, sendo este excesso liberado na forma de hidróxidos de cálcio  $Ca(OH)_2$ , estes hidróxidos, após o endurecimento, podem ser encontrados em abundância no concreto em forma de cristais e em parte dissolvidos na água presente no poros capilares, sendo estes hidróxidos os principais responsáveis pela alcalinidade presente no concreto.

Estando a estrutura de concreto exposta ao ambiente, o gás carbônico presente na atmosfera penetrará nos poros por difusão gasosa, avançando até os poros úmidos contendo hidróxido de cálcio, dando assim início à reação de carbonatação dos mesmos, conforme Figura 10, sendo essa reação em destaque responsável pela redução da alcalinidade do meio, redução de pH, efeito característico do processo de carbonatação do concreto.

Figura 10 – Ilustração do Processo de Carbonatação do Concreto.



Fonte: FUSCO, 2008.

Contudo, segundo Cunha e Helene (2001), os compósitos carbonatáveis do concreto e que sofrem pela ação da carbonatação não se limitam unicamente ao hidróxido de cálcio, também estão sujeitos a tal efeito outros álcalis solúveis como no caso do hidróxido de potássio (KOH) e do hidróxido de sódio (NaOH), estes encontrados em quantidades muito inferiores ao hidróxido de cálcio, desencadeando as reações de carbonatação a seguir:

Reação de carbonatação do hidróxido de cálcio:



Reação de carbonatação do hidróxido de sódio:

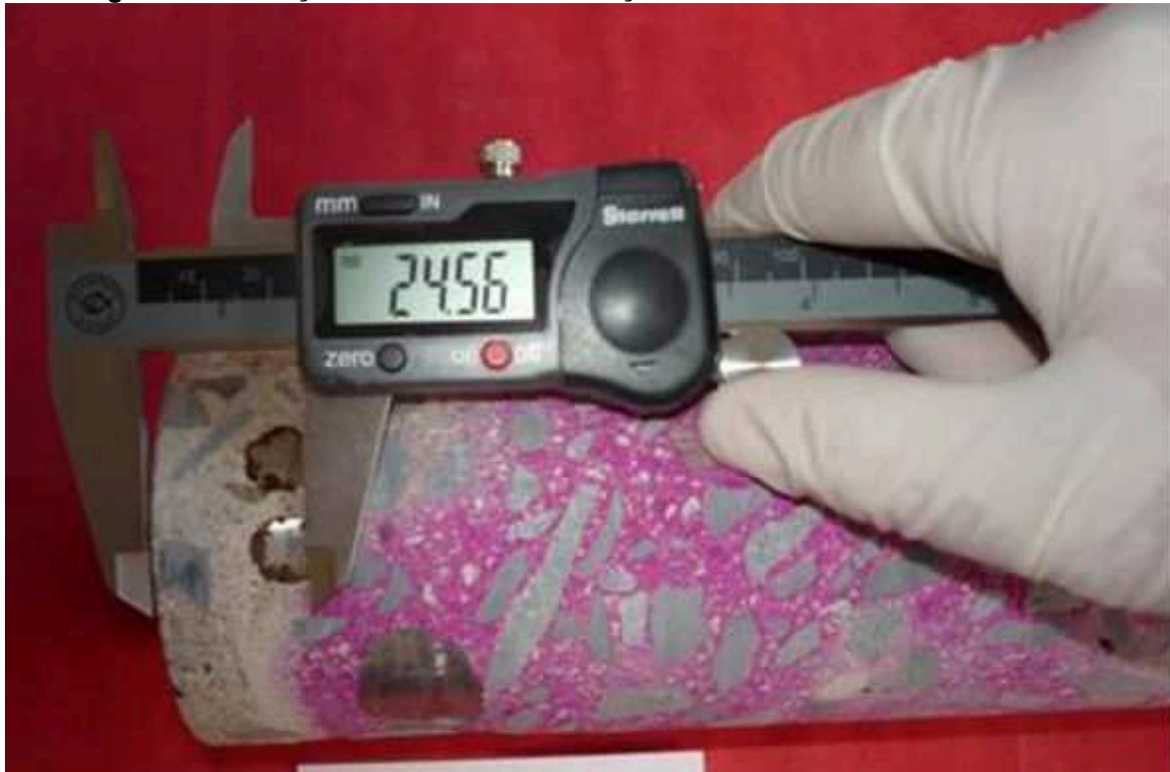


Reação de carbonatação do hidróxido de potássio:



Helene (1997) afirma que a espessura de carbonatação desenvolve-se de forma progressiva, do exterior para o interior da estrutura, a este avanço dá-se o nome de frente de carbonatação, sendo o mesmo responsável pela criação de duas zonas com níveis de pH bastante distintas, uma já carbonatada com pH próximo de 8 e outra, não carbonatada, com pH entre 12,6 a 13,5, tal como pode ser observada na Figura 11.

**Figura 11 – Avanço da frente de carbonatação e Início do Processo de Corrosão**



Fonte: AGUIAR, 2019.

Segundo Neville (1997), a frente de carbonatação tem avanço de forma decrescente, pois a difusão gasosa do CO<sub>2</sub> se dará através do sistema de poros do concreto, passando inclusive pela zona já carbonatada, e caso estes poros se encontrem preenchidos com água, por exemplo, o tempo de difusão pode aumentar na ordem de até 4 vezes, sendo esta a razão da difusão do CO<sub>2</sub> na água em relação a difusão do mesmo no ar. Em contra ponto aos poros preenchidos pela água, caso a quantidade da mesma presente nos mesmos não seja suficiente para ocorrer a reação, o CO<sub>2</sub> lá permanecerá sem ocorrer a carbonatação até que esta condição seja atingida dessa forma comprovando que além da condição de difusão o efeito da carbonatação está diretamente ligado a uma condição de humidade favorável ao mesmo.

Ainda segundo Neville (1997) esta condição de umidade oscila entre os valores de 50% e 70%, sendo nessas condições específicas registradas as velocidades máximas de avanço da frente de carbonatação no concreto.

Em seus estudos Helene (1997), bem como representado em Medeiros, Andrade e Helene (2011), afim de estimar a velocidade de penetração de agentes agressivos através do sistema de poros de concreto em período de anos, nos é apresentada a equação denominada “raiz quadrada do tempo” representada pela fórmula:

$$x=k*t^{(1/2)}$$

Onde :

x = representa a profundidade de carbonatação (cm);

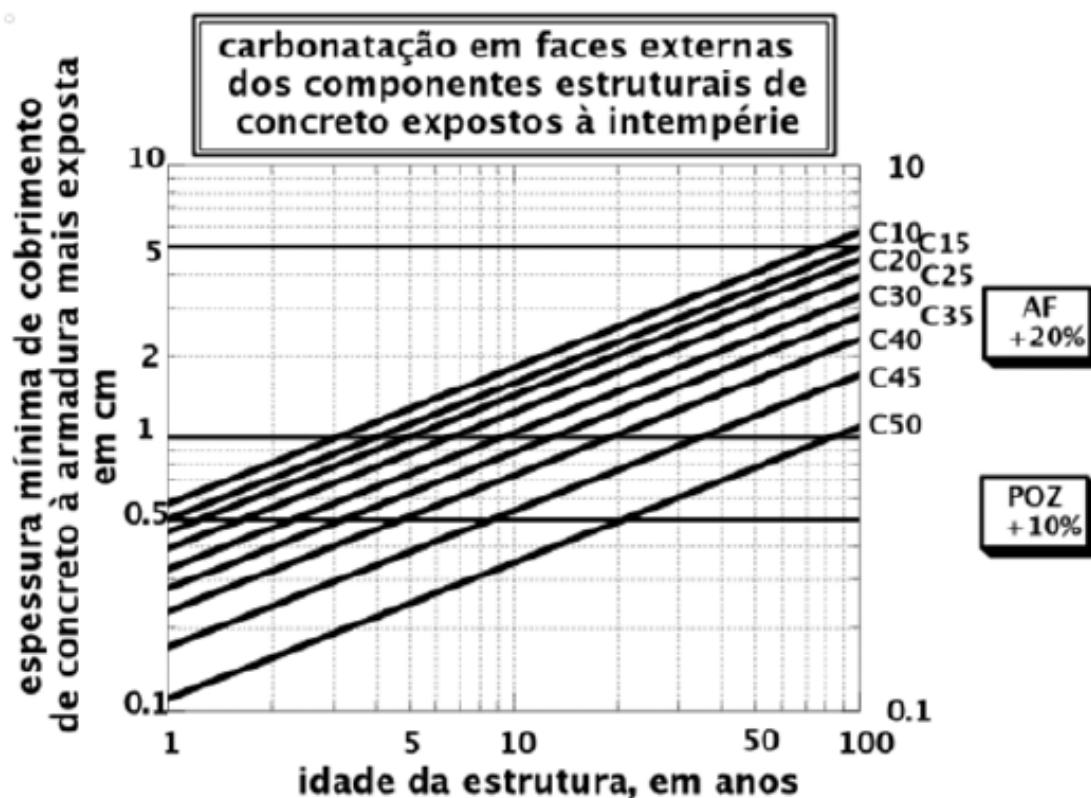
k = representa o coeficiente de carbonatação (cm<sup>2</sup>/ano);

t = representa o tempo decorrido em anos.

Medeiros, Andrade e Helene (2011), ressaltam que o coeficiente de carbonatação será relativo a características do ambiente e do concreto, tais como a concentração de CO<sub>2</sub>, as condições de exposição, difusividade, permeabilidade e a reserva alcalinado concreto. Devendo no caso de estruturas novas este valor de k ser adotado de utilizando o bom senso do profissional, pois tais parâmetros não estarão disponíveis no momento de concepção das estruturas. Por outro lado, através do monitoramento de estruturas utilizando a mesma fórmula, onde possam ser extraídas com precisão a profundidade de carbonatação e se conheça a idade em anos da estrutura este coeficiente é facilmente obtido. Segundo Aguiar (2019), uma das fórmulas mias práticas e confiáveis para determinar a velocidade da frente de carbonatação do concreto.

Helene (1997), com o objetivo de simplificar a expressão de “raiz quadrada de tempo” para utilização em novas estruturas, apresenta um ábaco onde são relacionados a durabilidade desejada há estrutura e o recobrimento mínimo das armaduras, avaliando concretos de diversas classes de durabilidade considerando um ambiente agressivo onde prepondera o risco de carbonatação.

Figura 12 – Ábaco de Helene - Avanço da Frente de Carbonatação



Fonte: HELENE, 1997.

Medeiros, Andrade e Helene (2011), enfatizam que o ábaco desenvolvido por Helene (1997), faz referência ao recobrimento mínimo efetivo, devendo ser alcançados em pelo menos 95% das situações, entretanto, para a determinação do cobrimento nominal de projeto deve-se então adicionar no mínimo 10mm ao valor obtido através deste ábaco. Também deve-se observar que a utilização de concretos de cimento Portland com escórias de alto forno, representado por AF, ou adições de pozolanas, representado por POZ, devem ter seu recobrimento mínimo efetivo adicionados de 20% e 10% respectivamente. Cabe ressaltar que o recobrimento mínimo em hipótese alguma poderá ser inferior ao estipulado pela ABNT NBR 6118:2014, de acordo a agressividade ambiental que a estrutura estará sujeita.

Um ponto abordado por muitos pesquisadores e entidades da área como Neville (1997), Helene (1997), Fusco (2008) e Medeiros, Andrade e Helene (2011), é condizente a relação de permeabilidade do meio, no caso o concreto, ou seja, a pré-disposição do meio ao transporte de fluidos no concreto, dentre os quais devem se destacar a água, pura ou até mesmo contendo íons agressivos como cloretos e sulfatos, o dióxido de carbono e o oxigênio sendo este um conceito chave para

determinação do avanço da frente de carbonatação e posterior corrosão das armaduras de aço.

Segundo Cunha e Helene (2001), a identificação do avanço da frente de carbonatação, bem como a identificação da existência de processos de corrosão no aço devido a carbonatação podem se destacar as técnicas visuais e técnicas eletroquímicas. As técnicas eletroquímicas possuem uma atratividade devido a sua velocidade e principalmente pelo fato de ser uma técnica não destrutiva, sendo realizadas no próprio local, tornando o processo de verificação mais ágil e possibilitando uma verificação mais abrangente das estruturas.

Já entre as técnicas visuais destaca-se a utilização de reagentes químicos aplicado sobre testemunhos extraídos das estruturas. Em geral sendo aplicada uma solução de fenolftaleína, na qual cada grama de fenolftaleína utilizado é dissolvido em uma solução de 50 g de álcool e 50 g de água, sendo esta solução então aspergida sobre a amostra, torna-se possível a distinção das zonas carbonatadas e não carbonatadas através da avaliação visual do concreto no interior das estruturas. Esta técnica possui como principal vantagem a observação do concreto no interior da estrutura e a avaliação precisa do avanço da frente de carbonatação, porém sendo uma técnica destrutiva os resultados serão obtidos de forma qualitativa. Sendo uma recomendação de Aguiar (2019) optar pela avaliação utilizando os dois sistemas em conjunto, afim de obter resultados melhores, mais confiáveis e abrangentes.

#### **4.3.1. Permeabilidade do Concreto**

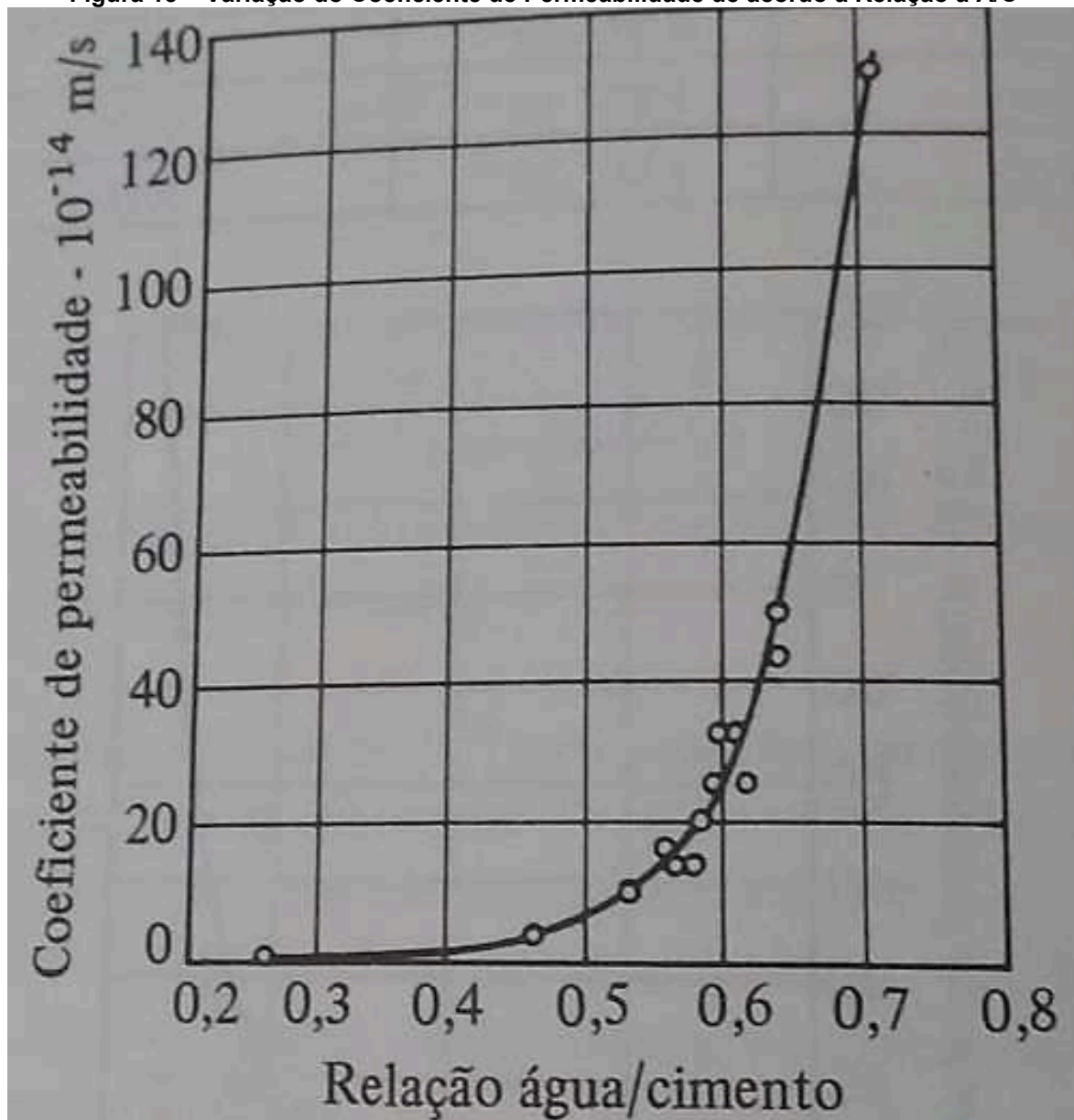
Conforme afirmam Neville (1997), Helene (1986), Fusco (2008) e Medeiros, Andrade e Helene (2011), a durabilidade do concreto possui relação direta a facilidade que os fluidos, líquidos ou gasosos, têm de ingressar e se deslocar dentro do concreto, podendo ser esse ingresso através do escoamento, difusão ou adsorção. Sendo a relação água/cimento do concreto tido como principal fator responsável pela influência da porosidade do concreto.

Medeiros, Andrade e Helene (2011), afirmam que existe uma grande variabilidade no coeficiente de carbonatação de acordo a relação de permeabilidade do mesmo, por exemplo, o mesmo afirma que o coeficiente de carbonatação pode

variar de 0,1cm/ano em concretos de 60 MPa, a 1,0 cm/ano em concretos de 15 MPa, ambos expostos as mesmas condições de exposição, desta forma variando a resistência do concreto a compressão da ordem de 4 vezes, enquanto a permeabilidade, tida como “qualidade do concreto” ao mesmo tempo altera-se na ordem de 10 vezes, e a vida útil na ordem de 100 vezes, pressupondo-se que sejam mantidas as mesmas condições de recobrimento do aço em ambas.

Segundo Neville (1997), a variação da porosidade pode ser expressa pela Figura 13, que correlaciona a porosidade do concreto aos 28 dias considerando uma condição de cura seca, ao ar, com humidade relativa de 65%.

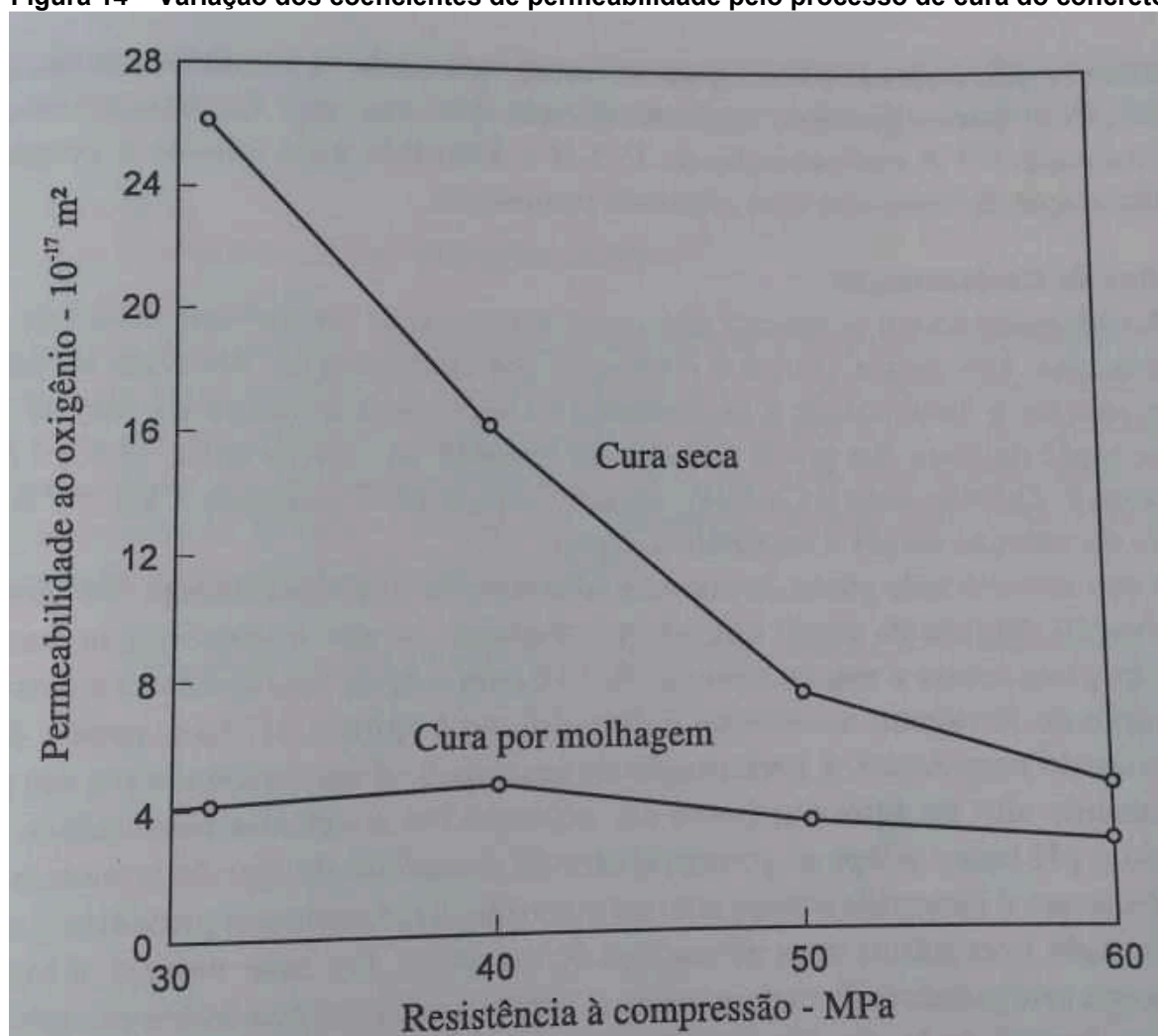
Figura 13 – Variação do Coeficiente de Permeabilidade de acordo a Relação a A/C



Fonte: NEVILLE, 1997.

É de comum acordo aos autores que além da relação A/C, o processo de cura do concreto também possui grande influência na permeabilidade, impedindo a saída da água e conseqüentemente a abertura de poros no mesmo. Neville (1997), também nos demonstra de acordo a Figura 14 a variação de permeabilidade do concreto ao oxigênio. Relacionando sua resistência à compressão em MPa à permeabilidade, comparando a cura por molhagem, com 28 dias em água, e a cura seca, com 28 dias ao ar com umidade relativa de 65%, afirmando a real importância de um correto processo de cura do concreto diante à sua permeabilidade.

Figura 14 – Variação dos coeficientes de permeabilidade pelo processo de cura do concreto



Fonte: NEVILLE, 1997.

Outro ponto de grande importância para permeabilidade de concreto está relacionado a correta execução e utilização destas estruturas, segundo Souza e Ripper (2009) e Aguiar (2019), dentre os principais fatores destacam-se o lançamento inadequado do concreto nas formas, a utilização de instrumentos incorretos bem

como a incorreta utilização de instrumentos específicos para o adensamento, a adição de água além do traço especificado ao concreto visando uma melhor trabalhabilidade, o mal posicionamento de armaduras e formas, bem como a não observância dos afastamentos mínimos necessário para o efetivo recobrimento da armadura, a utilização de materiais inadequados como espaçadores, entre outros erros relacionados à ineficácia do processo de controle de qualidade da obra.

Ainda segundo Souza e Ripper (2009) e Aguiar (2019), também podem influenciar a permeabilidade do concreto erros de projeto, merecendo destaque a incompatibilidade do concreto ao ambiente de exposição, modelização inadequada e inconsistência entre solicitações na estrutura e seu dimensionamento pela má avaliação de cargas, estas geralmente relacionada a um processo de fissuração que supera os padrões estipulados pela ABNT NBR 6118:2014, tendo como consequência uma maior exposição das armaduras ao processo de corrosão. Estes erros no processo, tanto na fase de concepção quanto de execução e uso podem provocar impactos muito variados e em muitos casos tornam-se imperceptíveis, sendo responsáveis por patologias que se manifestarão assim que a estrutura é posta em carga ou até mesmo necessitando de períodos mais longos de manifestação, tornando assim o diagnóstico mais complexo e dificultoso.

#### **4.3.2. Sistemas de Proteção Superficiais e de Vedação Cristalina**

Segundo Aguiar (2019) e Costa (2019) A fim de garantir a durabilidade de estruturas de CA e por consequência prolongar a vida útil da mesma destacam-se alguns sistemas de proteção de superfície e de vedação por cristalização.

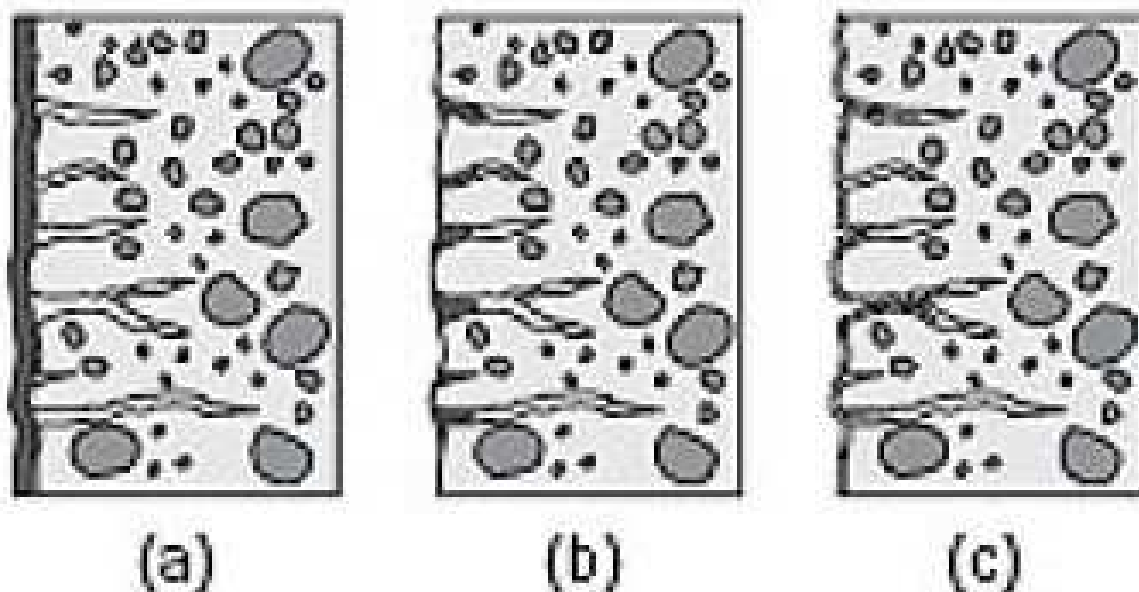
Segundo Medeiros e Helene (2009), os materiais utilizados para proteção superficial do concreto podem ser divididos em três categorias, cada uma possuindo composições e efeitos como dispostos abaixo:

- Formadores de Película (a) – Estes materiais podem ser divididos em dois grupos, tintas e vernizes. Sendo as tintas especificamente formuladas através de quatro componentes básicos que são, resinas, solventes, pigmentos e aditivos. Já os vernizes possuem sua

composição básica através de três componentes sendo, resinas, solventes e aditivos. A principal diferença entre estes e a ausência de pigmentação nos vernizes, assim não apresentando cor. O funcionamento básico destes elementos consiste na conversão de seu estado líquido original em sólido quando aplicado à estrutura, desta forma compondo uma película (sólida) sobre a superfície.

- Bloqueadores de Poros (b) – Materiais compostos por silicatos, com a função de penetrar os poros superficiais das estruturas formando uma camada superficial menos porosa reduzindo assim a permeabilidade dos elementos. Sendo em geral utilizado para esta finalidade uma solução de silicato de sódio, tendo como principal característica a não alteração da superfície do concreto, mantendo a aparência natural do mesmo.
- Hidrofugantes de superfície (c) – Os Hidrofugantes de superfície diferenciam-se dos outros sistemas, devido seu funcionamento, baseando-se em penetrar a superfície do concreto criando uma camada hidrófuga que dificulta a penetração da água em forma líquida, entretanto, permitindo a entrada e saída do vapor, permitindo a “respiração” do concreto, desta forma ocasionado uma menor interferência na estrutura. Os hidrofugantes podem ser divididos em dois grupos de acordo a sua composição, os silanos e os siloxanos, também sendo encontradas soluções com as duas composições. Os silanos e siloxanos diferenciam-se basicamente devido a sua estrutura molecular com diâmetros de  $1,0 \times 10^{-6}$  a  $1,5 \times 10^{-6}$  mm (silanos) e  $1,5 \times 10^{-6}$  a  $7,5 \times 10^{-6}$  mm (siloxanos). Desta forma sendo os silanos mais eficientes no que se refere ao poder de penetração.

Figura 15 – Esquemática dos Sistemas de Proteção Superficiais

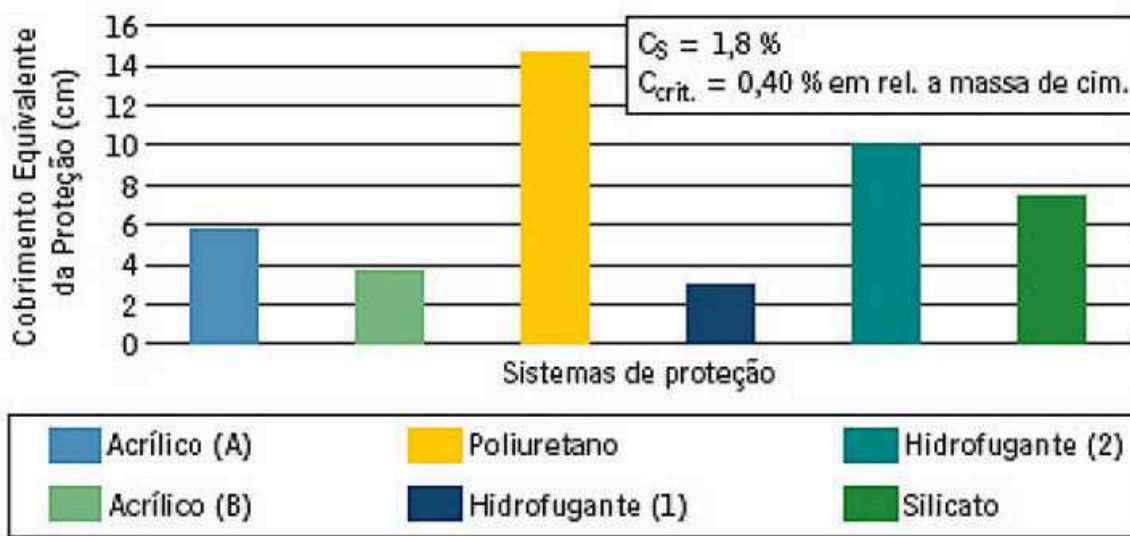


Fonte: MEDEIROS e HELENE, 2009.

Medeiros e Helene (2009) ressaltam que as especificações dos sistemas de proteção superficial devem sempre levar em conta as características dos materiais utilizados bem como a exposição e condições de serviço ao qual o sistema será submetido, tendo em vista que a incidência de raios ultravioleta devido a incidência solar pode ocasionar uma rápida deterioração do sistema de acordo ao componente utilizado, bem como deve ser observada e atendidas as necessidades e reaplicação do mesmo, devido ao fato destas serem medidas protetivas que perdem sua eficácia gradativamente.

Por outro lado, Medeiros e Helene (2009) também afirmam que a utilização de forma adequada dos sistemas de proteção superficial apresentará resultados que se equiparam a proteção de recobrimento efetivo de concreto conforme apresentado na Figura 16.

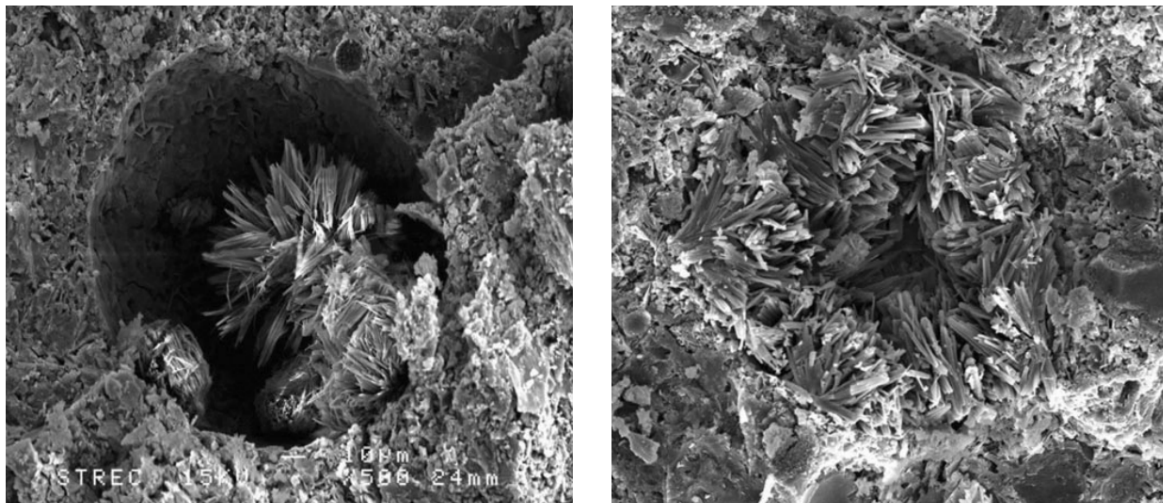
Figura 16 – Cobrimentos Equivalentes de Sistemas de Proteção de Superfície



Fonte: MEDEIROS e HELENE, 2009, extraído de MEDEIROS, 2008.

Segundo Costa (2019) os sistemas de vedação cristalina, apresentam uma condição diferenciada dos sistemas de proteção superficial, pois além da possibilidade de aplicação junto a estruturas existentes, os sistemas de vedação cristalina podem ser incorporados junto a mistura do concreto, sendo parte integrante do seu traço. Estes sistemas possuem como principal característica a reação com a água e componentes do concreto reduzindo sua porosidade através da formação de cristais insolúveis incorporados a estrutura ocupando os espaços vazios presentes no mesmo (poros e capilares). Preenchendo esses vazios de forma a tornar a estrutura impermeável, não se limitando apenas à superfície das mesmas. Outra característica destes sistemas é a condição do reagente se manter-se inerte no interior da estrutura de concreto, e em caso de fissuração da mesma, diante da insurgência de água, ocorrerá a reação de cristalização podendo até preencher a fissura como um todo.

**Figura 17 – Início da cristalização no poro (esq.) – Poro preenchido após cristalização (dir.)**



**Fonte:** ROSS, 2018.

Ainda segundo Costa (2019), os sistemas de vedação cristalina possuem um comportamento tal qual dos hidrofugantes de superfície, sendo permissíveis a entrada e saída de vapores da estrutura, deixando o concreto “respirar”. Também deve-se considerar que diferentemente dos sistemas de proteção superficial os sistemas de vedação cristalina são aplicados em uma única vez, não sendo necessária sua reaplicação junto a estrutura, bem como a observação de que estes sistemas utilizam uma tecnologia relativamente nova, e por este fato possuem uma bibliografia pouco extensa.

#### **4.4. Corrosão das Armaduras no Concreto Armado**

Helene (1986) nos apresenta a corrosão em armaduras de concreto armado como um fenômeno eletroquímico, que ocorre em meio aquoso, ou seja, na presença de água ou de uma umidade relativa (U.R.) superior a 60%. Segundo o mesmo, a corrosão tem início assim que é formada a película de eletrólito sobre a superfície do aço. A corrosão do aço nos levará produção de óxidos e dióxidos de ferro, como subprodutos dessa reação, o que denominamos de ferrugem. Para ocorrer esse processo o Helene (1986) e Fusco (2008), afirmam a necessidade de uma série de fatores:

- A existência de um eletrólito;

- Haver uma diferença de potencial elétrico (DDP);
- Presença de oxigênio para reação;
- A corrosão pode ser causada por algum agente agressivo.

Para Helene (1986), quando o aço submerge em uma solução, parte de seus átomos de ferro tendem a passar para tal solução, transformando-se em cátions de ferro ( $\text{Fe}^{++}$ ), estes com carga elétrica positiva, deixando para trás elétrons livres na armadura, caso haja presença de reagentes capazes de sofrerem redução, através da combinação dos elétrons liberados na formação do cátion ferroso, pode-se então haver a formação de uma pilha ou célula de corrosão eletroquímica.

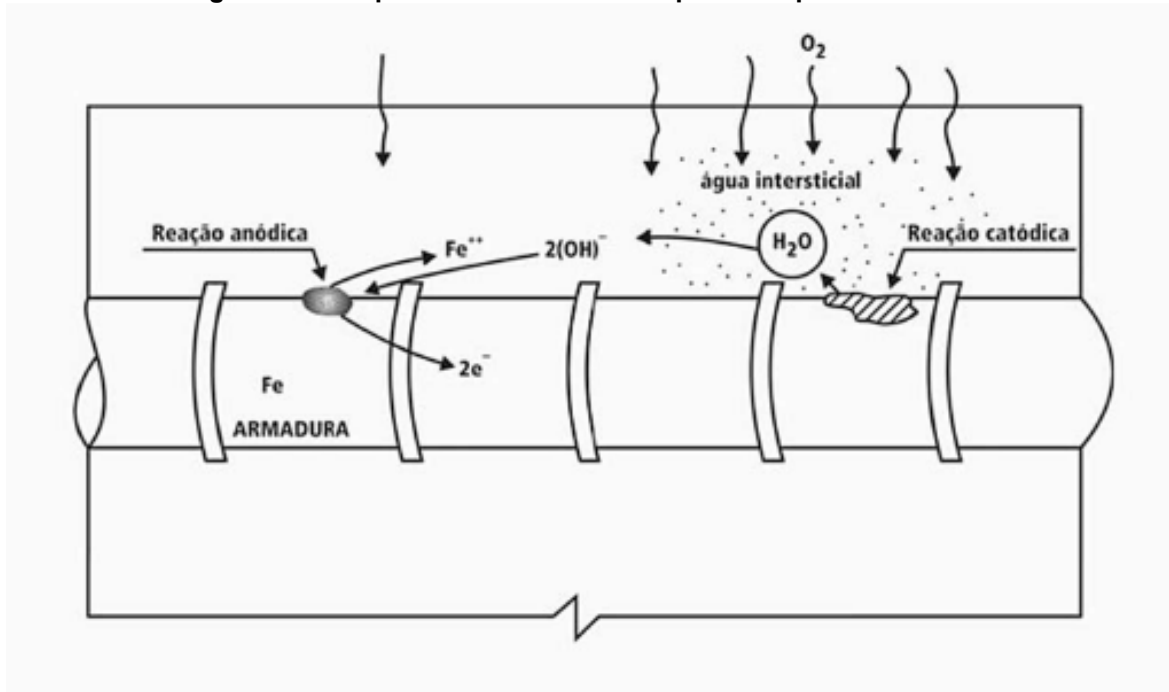
Sendo qualquer DDP que se produza entre dois pontos da barra ou do sistema de armaduras, por diferença de umidade, aeração, presença de íons cloreto, tensão no concreto e/ou no aço, será capaz de desencadear pilhas ou até mesmo cadeias de pilhas em série. Sendo muito comum a formação de diversas micro pilhas que podem ou não alterar a posição de seus polos, de acordo aos fatores supracitados, tendo como resultado a corrosão generalizada da estrutura.

Em casos específicos, onde os ânodos possuem dimensões reduzidas e um maior grau de estabilidade, pode ser produzida a corrosão localizada, sendo este tipo de corrosão mais intensa e de perigosa para a estrutura, entre tanto, este tipo de corrosão é mais raro no concreto armado, sendo mais comumente ligado à corrosão mais de sistemas de concreto protendido, podendo chamá-la de corrosão sob tensão em alguns casos, este tipo de corrosão tem como principal característica ocasionar o rompimento frágil da seção de aço, ou seja, romper sem que sejam observados os sinais de que a estrutura apresenta tal patologia, na maioria dos casos não sendo possível uma ação corretiva prévia.

Ainda segundo Helene (1986) de acordo com as condições acima dispostas, a corrosão necessita da presença de oxigênio para a formação dos óxidos e dióxidos

de ferro, e elementos formados durante o processo, conforme ilustra a Figura 18 em um processo de formação de micro pilha eletrolítica, onde é considerado que a armadura esteja despassivada.

**Figura 18 – Esquema de corrosão do tipo micro pilha eletrolítica**

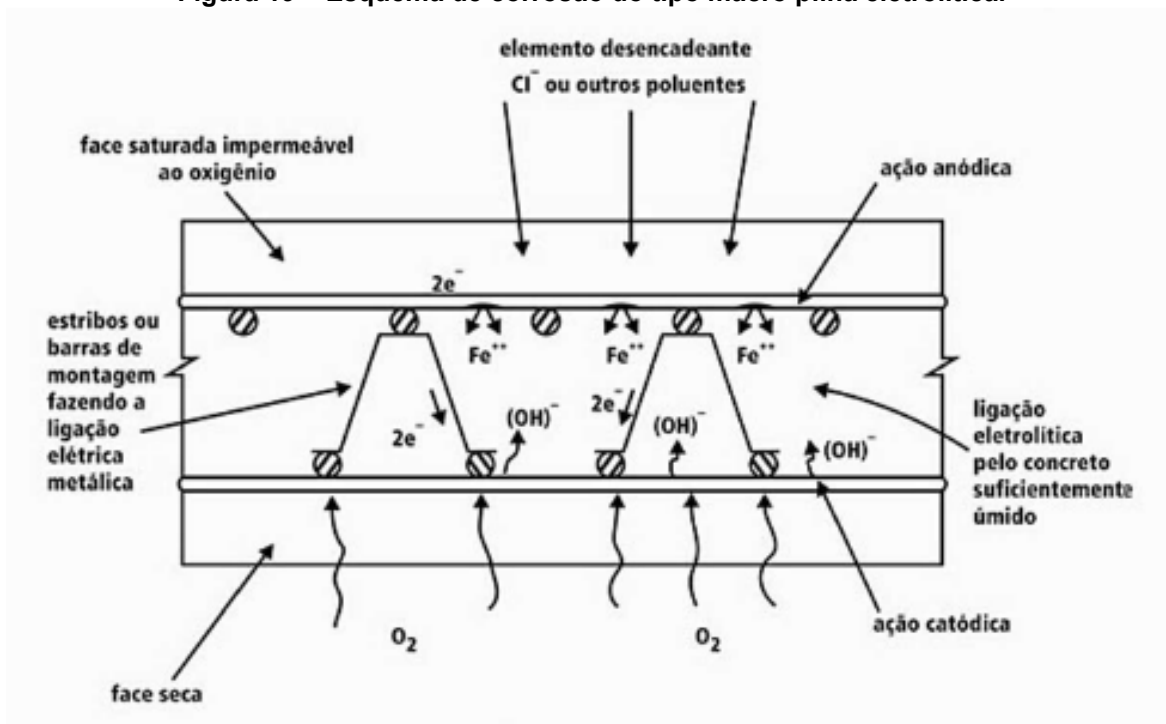


Fonte: FUSCO, 2008.

De acordo a Fusco (2008) e Helene (1986), a corrosão ainda pode ser causada ou acelerada devido a presença de agentes agressivos, podendo estes estarem contidos no concreto ou serem absorvidos ao longo do tempo pelo concreto. Dentre esses agentes destacam-se os sulfatos ( $SO_4$ ), os cloretos (Cl), o dióxido de carbono ( $CO_2$ ), os nitritos ( $NO_3$ ), gás sulfídrico ( $H_2S$ ), os cátions de amônia ( $NH_4$ ) e os óxidos de enxofre ( $SO_2$  e  $SO_3$ ), o efeito da contaminação por estes agentes tem como resultado impedirem a formação da película de passivação junto ao aço, ou simplesmente ocasionando a quebra da mesma, dando assim início ao processo de corrosão.

Os íons cloreto e sulfato podem atuar como catalisadores no processo de corrosão, não sendo os mesmos consumidos no processo, logo, pequenas quantidades destes íons podem se tornar responsáveis por grandes corrosões no aço, podendo em casos mais graves haver a formação de uma macro pilha no conforme ilustra a Figura 19, sendo este tipo de situação mais comum em estruturas de concreto aparente com uma face exposta ao meio externo e outra protegida.

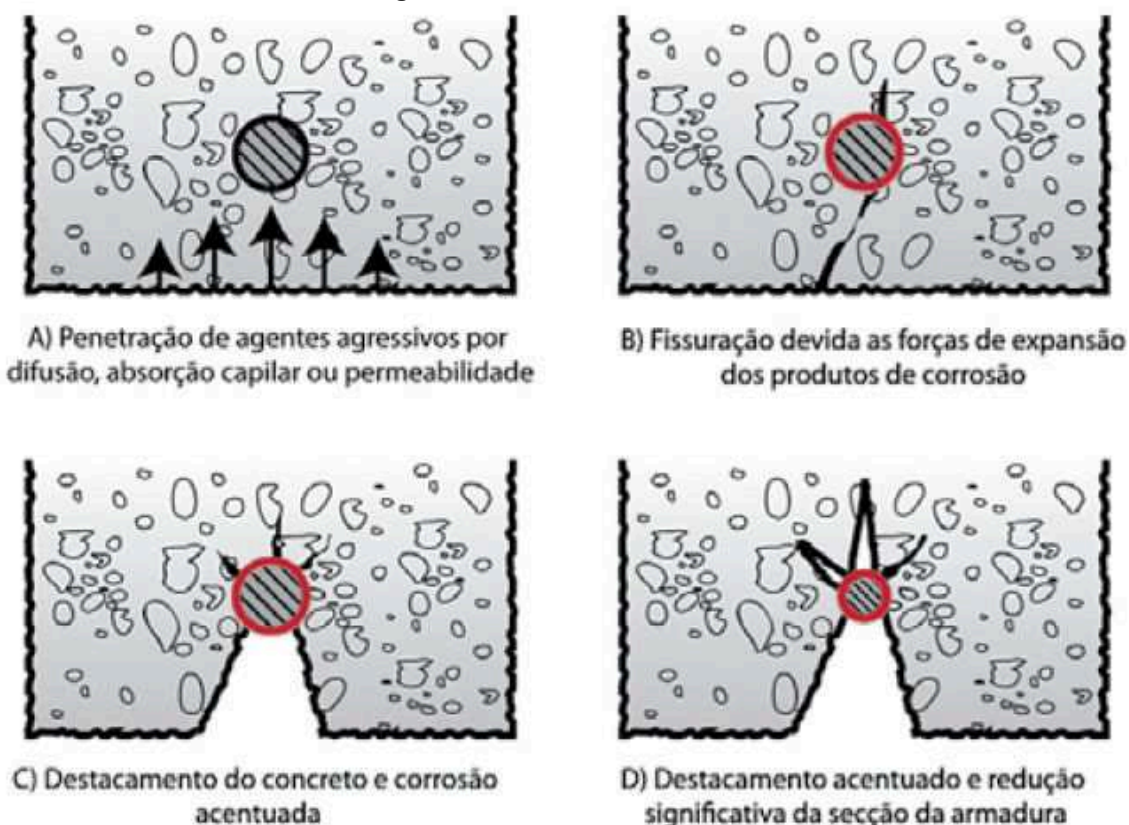
Figura 19 – Esquema de corrosão do tipo macro pilha eletrolítica.



Fonte: FUSCO, 2008.

Helene (1997), relaciona em seu trabalho a vida útil de projeto limitando-os aos fenômenos de corrosão das armaduras, tendo em vista que o processo de corrosão manifestam-se sob forma de expansão, devido ao fato de que os produtos da corrosão possuírem um volume maior que a armadura original, podendo ocasionar pressões expansivas no interior do concreto superiores a 15 MPa, desta forma causando fissuração, destacamento da camada de recobrimento, e a redução da seção efetiva de aço, ocasionando na perda de desempenho do sistema originalmente projetado, conforme são relacionados nas Figura 20 e Figura 21.

Figura 20 – Efeitos da Corrosão

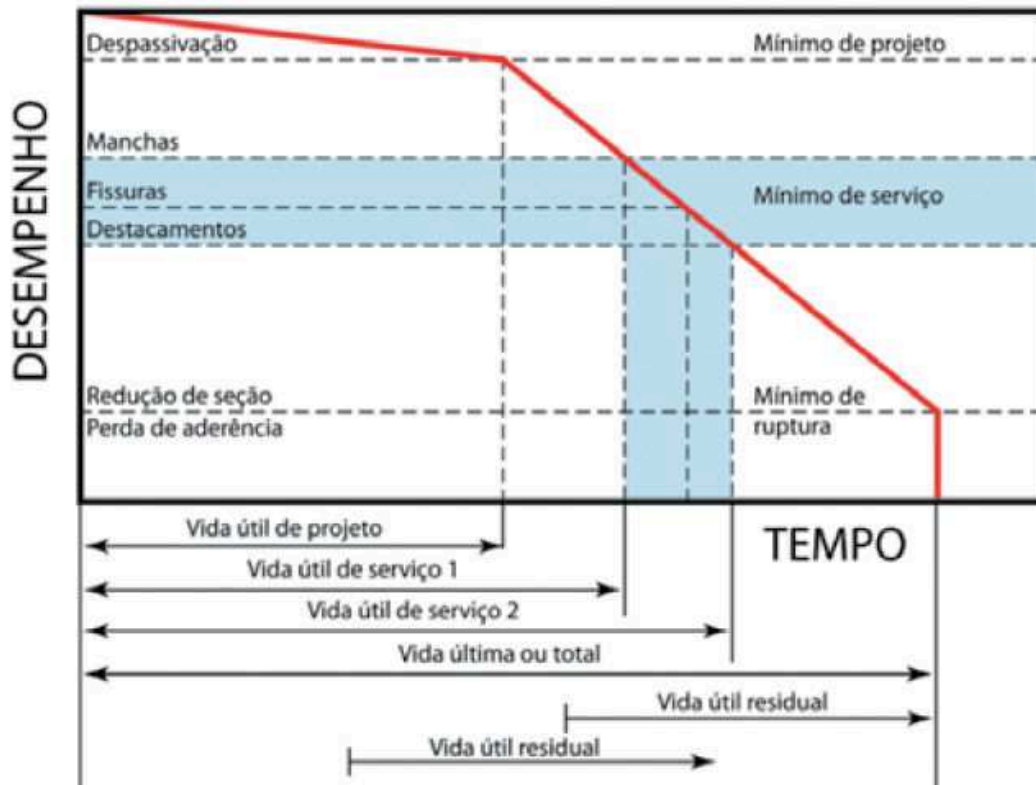


Fonte: HELENE, 1986.

Helene (1997), relaciona Helene (1986) como apresentado na figura 20, os estados do processo de corrosão a níveis de desempenho da estrutura, sendo (A) relativo ao processo de despassivação, (B) a início do processo corrosivo, gerando manchas e fissuras junto a superfície do concreto armado, (C) ao início do destacamento de concreto devido à pressão gerada pelos produtos da corrosão, e (D) ao processo avançado da corrosão onde ocorre perda significativa da seção de aço, culminando no colapso da estrutura.

Helene (1997), na figura 21, também relaciona a vida útil de projeto ao limite de despassivação das armaduras, correspondente ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação avance sobre a camada de recobrimento atingindo as armaduras e rompendo a proteção alcalina devido à redução do pH do concreto, sendo esse ponto de fundamental importância a estrutura, pois é a partir deste momento a armadura estará sujeita ao processo de corrosão. Bem como os processos de recuperação da estrutura a partir desse momento tornam-se mais onerosos e complexos.

Figura 21 – Progressão da Útil da Estrutura

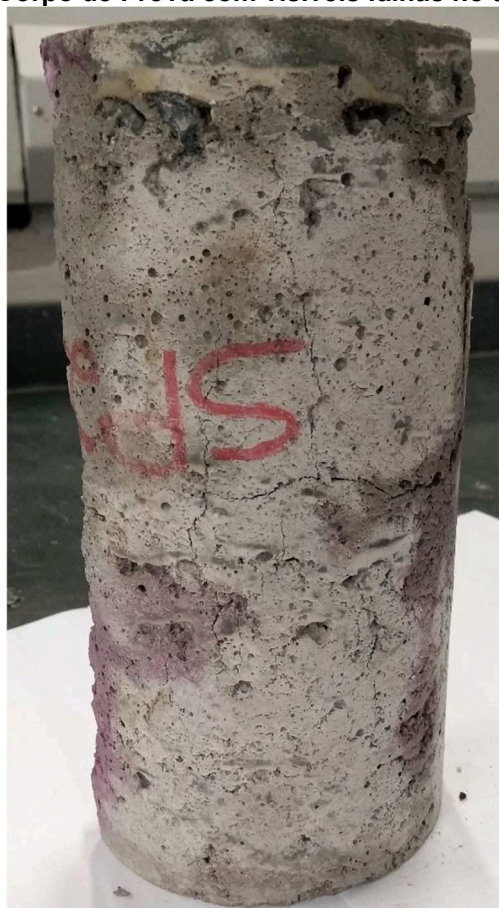


Fonte: HELENE, 1997.

## 5. ANÁLISE LABORATORIAL

Com objetivo de complementar o presente trabalho e ilustrar o efeito da carbonatação no concreto armado, relacionado de forma mais específica os variados quesitos apreciados que vão da qualidade de execução e fatores humanos, ao consumo de cimento, porosidade, cura e até a composição do concreto em sí, e que de alguma forma acabam por influenciar a qualidade da estrutura final, e consequentemente, podem ocasionar excentricidades na forma como ocorre o avanço da camada de carbonatação na estrutura de concreto tornando tal avanço por vezes irregular e menos previsível, devido à um fator específico que se destaca, ou mesmo como uma ação conjunta de diversos destes fatores.

**Figura 22 – Corpo de Prova com visíveis falhas no adensamento**



**Fonte:** O autor.

Para tal, foi realizada uma análise laboratorial de um corpo de prova com traços de irregularidade nos processos executivos, este apresentava evidências de falha em sua modelagem, com evidente excesso de poros, bolhas de ar incorporadas junto a interface concreto / molde, trincas e cavidades superficiais causadas pelo aparente processo erroneamente executado, efeito visualmente semelhante a falha no processo de remover o ar do concreto após seu lançamento nas formas através da vibração mal executada ou simples lapso de tal processo durante a execução da mesma, popularmente denominadas como “brocas” ou “bicheiras” do concreto.

Este CP é produto de um ensaio de dosagem realizado no mesmo laboratório, onde fora mantido junto a câmara úmida até o seu rompimento e avaliação neste trabalho. Devido as visíveis falhas ocorridas no adensamento o CP fora descartado após o seu desmolde, portanto, tais falhas foram consideradas de tamanha relevância que poderiam ocasionar alterações nos resultados da avaliação da resistência de dosagem visada pelo experimento.

Para a realização deste experimento, utilizou-se o método de avaliação visual através da aplicação de uma solução de 1g de fenolftaleína dissolvida em 50g de álcool e 50g de água. Tal solução foi aspergida sobre a superfície exposta imediatamente após o rompimento do CP. Sendo assim, admite-se que o concreto ainda não está carbonatado quando o indicador de fenolftaleína adquire em sua superfície a coloração avermelhada, e admitiu-se que o concreto já havia sofrido o processo de carbonatação quando após a aspersion o indicador manteve-se inerte em sua forma natural, incolor, e teve seu pH reduzido nesta região para valores que permitam o rompimento da camada passivadora do aço e seu posterior processo de oxidação dentro desta área.

O rompimento deste CP bem como sua avaliação quanto ao avanço da frente de carbonatação fora realizado na primeira quinzena de janeiro de 2020, quando o mesmo apresentava 150 dias desde sua moldagem.

Sendo o traço do concreto utilizado calculado para uma resistência inicial aos 28 dias de 15MPa conforme especificado:

13 kg	- Cimento CP III
28,35 kg	- Brita Calcária 1
16,65 kg	- Areia Media Grossa (seca)
5,41 L	- Água
Relação A/C	- 0,42
Consumo/m <sup>3</sup>	- 135 kg cimento (2.100kg / m <sup>3</sup> Concreto)

**Figura 23 – Corpo de Prova aspergido com fenolftaleína**



**Fonte:** O autor.

Após o rompimento e posterior aplicação da solução sobre o mesmo pode-se observar um comportamento irregular no avanço da frente de carbonatação no concreto, como apresentado na Figura 23 – Corpo de Prova aspergido com fenolftaleína. Observa-se um avanço de aproximados 20mm da frente de carbonatação em pontos onde a qualidade do concreto encontrava-se comprometida devido à alta porosidade oriunda da falha no processo de adensamento do mesmo, em contraponto as extremidades, base e topo, do CP onde o adensamento foi executado de forma mais eficiente a frente de carbonatação não apresentou nenhum avanço significativo.

Como destacado no item 4.26 por Medeiros, Andrade e Helene (2011) e Neville (1997) dois importantes aspectos que influenciam o avanço da frente de carbonatação são a sua porosidade e a relação A/C definida no traço do concreto, sendo a permeabilidade ligada diretamente a última, porém não de forma exclusiva, como no caso da amostra avaliada. Nesta estando a sua porosidade excessiva ligada diretamente ao processo de adensamento mal executado por seus operadores.

Outro ponto de relevância a ser avaliado através do traço em comparação as instruções apresentadas na Figura 7 – Tabela 2 - ABNT NBR 12655:2015 pela tabela 2 da ABNT NBR 12655:2015, onde são fixados valores mínimos a serem adotados para relação de A/C, bem como o consumo mínimo de cimento por m<sup>3</sup> de concreto. Os valores apresentados no traço da amostra para a relação A/C encontram-se dentro dos padrões aceitáveis para qualquer índice de agressividade podendo atender inclusive parâmetros de concreto armado simples e protendido, ficando mais uma vez exposta a evidência de que a porosidade resultante da amostra não é resultante de um processo de falha de dosagem, mas sim de execução.

Entretanto no quesito de classe de resistência, bem como consumo mínimo de cimento por m<sup>3</sup>, o mesmo não atende nenhum quesito de norma vigente para utilização como concreto armado ou protendido, entretanto a resistividade de 15 MPa a compressão fora admitida até o ano de 2003 quando o valor mínimo exigido por norma passou a ser de 20 MPa visando especificamente uma maior durabilidade das estruturas.

Baseando-se nestas observações é perceptível a relação dos aspectos de qualidade do concreto e da correta execução do processos, bem como torna-se plausível considerar mecanismos de proteção adicionais ao concreto visando uma maior durabilidade da estrutura, tais quais os mecanismos apresentados no item 4.3.2 onde são apresentados os sistemas de proteção superficial e de vedação cristalina.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme visto neste trabalho, o concreto é um material construtivo essencial a nossa sociedade, devido a sua ampla utilização ao longo dos anos, e o inevitável envelhecimento destas estruturas, foram se tornando claras as patologias ligadas ao material, bem como o funcionamento ligado a suas causas e efeitos, neste caso em especial, a carbonatação do concreto.

Puderam ser identificados como os principais agentes responsáveis pelo efeito da carbonatação, o gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ) em presença de umidade nos poros do concreto ( $\text{H}_2\text{O}$ ), sendo mais aprofundadas as causas que permitem e de certa forma definem o avanço deste fenômeno sobre as estruturas, tais como a influência da permeabilidade, e a agressividade ambiental.

O efeito da carbonatação do concreto tem como principal resultado o rompimento da camada passivadora do aço. Desta forma tornando o sistema mais frágil ao deixar o aço suscetível a ação da corrosão pelo oxigênio ( $\text{O}_2$ ) em presença de umidade ( $\text{H}_2\text{O}$ ). Podemos concluir também que entre os fatores que apresentam maior influência sobre o fenômeno da carbonatação destacam-se, a relação Água/Cimento do concreto, os corretos processos de projeto, dimensionamento de cargas, identificação da agressividade ambiental adequada ao meio, os corretos processos de lançamento, adensamento e especialmente de cura do concreto. Elementos estes que possuem ligação direta a permissividade da ação do gás carbônico, influenciando diretamente a vida útil da estrutura por serem possíveis facilitadores do processo de carbonatação.

Conclui-se também como de fundamental importância a observância da camada de recobrimento do concreto, como meio de garantir as propriedades de vida útil e durabilidade desejadas nas estruturas. Em especial, o seu correto dimensionamento, em acordo as condições de exposição e agressividade ambiental do meio são primordiais à estrutura. Bem como sua correta execução, a fim de obter camadas de recobrimento efetivas tais quais as projetadas e o correto adensamento, desta forma não configurando zonas com maior porosidade e conseqüentemente facilitando o

ingresso e desenvolvimento do processo de carbonatação, conforme observado na análise laboratorial.

Como forma de defender e até mesmo promover um prolongamento de vida útil das estruturas de concreto armado que já encontram-se em processo de carbonatação do concreto, são apresentadas medidas adicionais de proteção, tais como as medidas de proteção superficial (pinturas), e até mesmo de vedação cristalina dos poros (sistemas atualmente representados no mercado pelas marcas Xypex e Penetron), tendo como resultado um prolongamento da vida útil devido ao retardamento do processo de carbonatação devido à restrição ao ingresso de água, CO<sub>2</sub> e até mesmo de oxigênio, em casos de avanços expressivos da camada de carbonatação onde já possa haver exposição do aço a oxidação. Fazendo necessária a observação de aplicação dos mesmos em função de custos e durabilidade dos materiais específicos a cada ambiente.

Os sistemas de proteção superficiais também são uma opção a ser considerada como proteção preventiva, no caso de imperfeições executivas, ou excesso de porosidade no concreto, bem como insuficiência na camada de recobrimento por falhas nos processos executivos dos elementos em concreto armado, tão logo sendo indicada a sua aplicação sempre que possível.

Ainda sendo necessário um maior aprofundamento sobre os efeitos relativos destes sistemas, em particular, dos sistemas de vedação cristalina, e da magnitude de influência na vida útil das estruturas compostas com tais produtos. Da mesma forma, é observado que indícios de novas normativas vêm surgindo, estas tendo em vista uma nova perspectiva de modelos construtivos através da efetiva inserção dos conceitos de vida útil, durabilidade e sustentabilidade junto as estruturas de concreto armado em âmbitos gerais e de utilização de mesmo modo que vem sendo empregadas no caso de estruturas voltadas aos sistemas de edificações habitacionais abrangidos pela ABNT NBR 15575:2013.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, José Eduardo de. Patologia e Durabilidade das Estruturas de Concreto. Notas de aula (especialização em construção civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte: 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575**: Edificações habitacionais - Desempenho. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

BATTAGIN, Arnaldo Forti. **Uma Breve História do Cimento Portland**. 2019. Disponível em: <<https://abcp.org.br/cimento/historia/>>. Acesso em: 22 jan. 2020.

BOLINA, Fabricio; PERRONE, Vitor; TUTIKIAN, Bernardo. Discussão sobre as ações variáveis de projeto segundo os requisitos mínimo, intermediário e superior de desempenho da ABNT NBR 15575. **Concreto & Construções**, São Paulo, n. 79, p. 65-70, jul. 2015.

COSTA, Ayrton Vianna. Patologia e Durabilidade das Estruturas de Concreto. Notas de aula (especialização em construção civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte: 2019.

CUNHA, Ana Caria Quintas da; Helene Paulo Roberto do Lago. **Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação**. São Paulo: EPUSP, 2001.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do concreto estrutural**: tópicos aplicados. 1ª ed. São Paulo: PINI, 2008.

HAQUE, M. N.; KAWAMURA, M. *Carbonation and chloride induced corrosion of reinforcement in fly ash concretes*. **ACI Material Journal**, v.89, n 01, p. 41 - 48, jan., 1992.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**. 1ª ed. São Paulo: PINI, 1986.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. Introdução da Durabilidade no Projeto das Estruturas de Concreto. **Ambiente Construído**. São Paulo, v. 1, n. 2, p. 45-57, jul. 1997.

JORUNE. Bateau en ciment armé de Lambot. **Wikimedia Commons**. 2012. Disponível em: <[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Bateau\\_en\\_ciment\\_arm%C3%A9\\_de\\_Lambot.jpg?uselang=pt](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Bateau_en_ciment_arm%C3%A9_de_Lambot.jpg?uselang=pt)>. Acesso em: 22 jan. 2020.

MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de; HELENE, Paulo Roberto do Lago. Durabilidade e proteção do concreto armado. **Téchne**, São Paulo, v. 17, n. 151, p. 50-54, 2009.

MEDEIROS, Marcelo Henrique de; ANDRADE, Jairo José de Oliveira; HELENE, Paulo Roberto do Lago. Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1ª ed. São Paulo: IBRACON, 2011.

NEVILLE, Adam Matthew. **Propriedade do Concreto**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1997.

ROSS, Dave. Abordagem dupla para a proteção de concreto em ambientes exigentes. **Fábrica de Concreto Internacional**, n° 5, out. 2018. Disponível em: <[https://www.xypex.com/docs/default-source/articles/brazil/cpi-article---xypex-bio-san-portuguese-oct-2018.pdf?sfvrsn=c5230969\\_0](https://www.xypex.com/docs/default-source/articles/brazil/cpi-article---xypex-bio-san-portuguese-oct-2018.pdf?sfvrsn=c5230969_0)>. Acesso em: 22 jan. 2020.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1ª ed. São Paulo: PINI, 2009.