

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
ENGENHARIA CIVIL

DANIEL VICTOR DA COSTA VALENÇA

**ANÁLISE DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO POR
CARBONATAÇÃO NATURAL COM EXPOSIÇÃO ÀS CLASSES DE
AGRESSIVIDADE AMBIENTAL MARINHA E RESPINGOS DE MARÉ**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2016

DANIEL VICTOR DA COSTA VALENÇA

**ANÁLISE DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO POR
CARBONATAÇÃO NATURAL COM EXPOSIÇÃO ÀS CLASSES DE
AGRESSIVIDADE AMBIENTAL MARINHA E RESPINGOS DE MARÉ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, do Departamento Acadêmico de Construção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Arthur Medeiros

CURITIBA

2016

FOLHA DE APROVAÇÃO

ANÁLISE DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO POR CARBONATAÇÃO NATURAL COM EXPOSIÇÃO ÀS CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL MARINHA E RESPINGOS DE MARÉ

Por

Daniel Victor da Costa Valença

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, defendido e aprovado em 24 de novembro de 2016, pela seguinte banca de avaliação:

Arthur Medeiros, Dr.

Orientador

UTFPR

Adauto José Miranda de Lima, Dr.

UTFPR

Wellington Mazer, Dr.

UTFPR

AGRADECIMENTOS

Agradeço imensamente aos meus familiares, em especial aos meus pais, Jomar e Edilene, pela dedicação prestada todos esses anos na minha criação e formação do meu caráter.

Agradeço a todos os amigos feitos na UTFPR, especialmente a Alexandre dos Reis, André Rosa, Gustavo Yoshio, Karen Bastos, Lucas Oliveira, Rafael Mazzuco, Rodolfo Roque, Thiago Verneques, Victor Saab, Valquíria Gibson e Wagner Teixeira. Obrigado por todos os momentos compartilhados, das risadas aos momentos de tensão. Aprendi muito com cada um de vocês e vou levar a amizade para a vida.

Agradeço à Universidade Tecnológica Federal do Paraná, por ter me concedido a oportunidade de estudar em um dos melhores cursos de engenharia civil do Brasil.

Agradeço ao meu professor orientador, Dr. Arthur Medeiros, pela dedicação, paciência e amizade durante o trabalho de conclusão de curso e a pesquisa acadêmica. Assim como os integrantes da pesquisa, e amigos, Thiago Liebl e Jefferson Bonadeu.

Agradeço aos meus professores em geral, desde a educação infantil até o ensino superior, pois foram eles que se dedicaram a transmitir a grande virtude do conhecimento.

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que, de alguma maneira, contribuíram para a minha vida. Muito obrigado!

RESUMO

VALENÇA, Daniel Victor da Costa. **Análise da deterioração do concreto por carbonatação natural com exposição às classes de agressividade ambiental marinha e respingos de maré.** 2016. 74 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

A carbonatação é um dos principais fenômenos a serem evitados no concreto, pois pode degradar as estruturas de concreto por si só, como também é um dos responsáveis pelo desencadeamento do processo de corrosão das armaduras, através da despassivação do aço presente. Dentre os principais fatores que influenciam na carbonatação estão tipo e quantidade de cimento, relação água/aglomerante, qualidade na execução, concentração de dióxido de carbono na atmosfera, umidade relativa do ar e temperatura, ou seja, esse fenômeno é influenciado tanto pela composição do concreto quanto por fatores relacionados ao ambiente de exposição. Com esse contexto de ambiente de exposição, é necessário o conhecimento das classes de agressividade ambiental e no presente estudo as classes avaliadas são a marinha, que representa uma agressividade forte à estrutura e a de respingos de maré, que representa uma agressividade muito forte à estrutura. Para realização do estudo foram preparados corpos de prova de 15 cm x 15 cm x 50 cm, feitos de concretos de classes C15 e C30, com relações água/cimento de 1,0 e 0,7, respectivamente. Após o período de cura, as vigas foram transportadas aos locais de exposição, localizados na cidade litorânea de Barra Velha/SC, a maioria das vigas ficou alocada num edifício em frente ao mar, algumas no térreo e outras no 5º andar, enquanto uma viga analisada foi exposta nas pedras da praia, em ambiente de agressividade muito forte à estrutura. Depois de dois meses de exposição foi realizado o ensaio de aspensão de um indicador de pH chamado fenolftaleína, sendo primeiro feito um corte de 5 cm na viga com uma serra circular e depois borrifada a solução de fenolftaleína na seção transversal da viga. Com auxílio de um paquímetro foi medida a profundidade de carbonatação e verificou-se que houve uma clara diferença entre a profundidade de carbonatação no concreto de classe C15 e a do concreto de classe C30, diferença que, com dois meses de exposição, não foi percebida se comparadas as duas classes de agressividade ambiental. A introdução dos modelos matemáticos neste estudo foi importante para realização da previsão de vida útil e previsão de frente de carbonatação daqui muitos anos de exposição, sendo feita uma análise e comparação entre os modelos matemáticos e uma comparação entre o valor de ensaio e o valor teórico que daria em dois meses de exposição. Este estudo tem um viés tanto teórico quanto prático, demonstrando o processo de carbonatação e conceitos como degradação, durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado.

Palavras-chave: Frente de carbonatação. Durabilidade. Degradação. Vida útil.

ABSTRACT

VALENÇA, Daniel Victor da Costa. **Analysis of the deterioration of the concrete by natural carbonation with exposure to classes of environmental aggressiveness marine and tidal splash.** 2016. 74 p. TCC (Undergraduate) - Civil Engineering Course, Civil Construction Department, Federal Technological University of Paraná, Curitiba, 2016.

Carbonation is one of the main phenomena to be avoided in the concrete, since it can degrade the concrete structures by itself, but it is also one of the ones responsible for the triggering of the process of corrosion of the reinforcement, through the depassivation of the steel present. Among the main factors that influence carbonation are the type and quantity of cement, water/binder ratio, quality in the execution, concentration of carbon dioxide in the atmosphere, relative humidity and temperature, that is, this phenomenon is influenced both by the composition of the factors related to the exposure environment. Within this context of exposure environment, it is necessary to know the classes of environmental aggression, and in the present study the classes evaluated are the marine, which represents a strong aggressiveness to the structure, and that of tide springs, which represents a very strong aggressiveness the structure. For the study, specimens of 15 cm x 15 cm x 50 cm were prepared, made of concrete classes C15 and C30, with water/cement ratios of 1.0 and 0.7, respectively. After the curing period, the beams were transported to the exhibition sites, located in the coastal city of Barra Velha / SC, most of the beams were allocated in a building in front of the sea, some on the ground floor and others on the 5th floor, while a beam was exposed on the stones of the beach, in an environment of very strong aggressiveness to the structure. After two months of exposure, a pH indicator, called phenolphthalein, was sprayed with a 5 cm cut in the beam with a circular saw and then sprinkled the phenolphthalein solution in the cross section of the beam. With the aid of a pachymeter the carbonation depth was measured and it was verified that there was a clear difference between the carbonation depth in the concrete of class C15 and that of the concrete of class C30, difference that, with two months of exposure, was not perceived Comparing the two classes of environmental aggressiveness. The introduction of the mathematical models in this study was important for the realization of the life expectancy and carbonation forehead prediction for many years of exposure, making an analysis and comparison between the mathematical models and a comparison between the test value and the theoretical value which would give two months of exposure. This study has a theoretical and practical bias, demonstrating the carbonation process, and concepts such as degradation, durability and useful life of reinforced concrete structures.

Keywords: Carbonation front. Durability. Degradation. Lifespan.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Avanço do processo de carbonatação	17
Figura 2. Frente de carbonatação e alteração do pH do concreto no tempo.	17
Figura 3. Avanço de carbonatação nos intervalos de tempo.....	18
Figura 4. Processo físico-químico da carbonatação.....	20
Figura 5. Nomograma de previsão do coeficiente de carbonatação.	36
Figura 6. Aspersão de fenolftaleína após o rompimento de um CP.	47
Figura 7. Distância entre os ambientes de exposição.	53
Figura 8. Local de exposição (respingos de maré).....	54
Figura 9. Forma e armadura antes da concretagem.	55
Figura 10. Adensamento do concreto.	56
Figura 11. Identificação da pesquisa.....	57
Figura 12. Exemplo do corte no corpo de prova prismático.	58
Figura 13. Aplicação da fenolftaleína em pontos específicos por pincel.	59
Figura 14. Comparativo da profundidade de carbonatação em respingos de maré. .	64
Figura 15. Comparativo da profundidade de carbonatação na C.A.A. marinha.	65
Figura 16. Comparativo da profundidade de carbonatação na C.A.A. marinha para concreto C30.....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Coeficientes de relação da profundidade de carbonatação.....	32
Tabela 2. Coeficientes dependentes da umidade relativa, tipo de cimento e quantidade de CO ₂	37
Tabela 3. Valores dos coeficientes de cura e exposição.....	39
Tabela 4. Valores do fator de idade em função da exposição.....	40
Tabela 5. Coeficiente do ambiente.....	40
Tabela 6. Coeficiente do ar incorporado.	41
Tabela 7. Coeficientes em função do tipo de aglomerante.	41
Tabela 8. Coeficientes em função das características do concreto e condições ambientais.....	42
Tabela 9. Coeficiente em função das condições de exposição.....	42
Tabela 10. Classes de agressividade ambiental.	50
Tabela 11. Cobrimento nominal.	51
Tabela 12. Mapeamento dos corpos de prova analisados.....	53
Tabela 13. Valores de profundidade de carbonatação encontrados.	60
Tabela 14. Resultados de vida útil com valores de “k” diferentes.	61
Tabela 15. Comparativo Ensaio x Previsão (para dois meses).....	62
Tabela 16. Comparativo da profundidade de carbonatação em respingos de maré.	63
Tabela 17. Comparativo da profundidade de carbonatação na C.A.A. marinha.	65
Tabela 18. Comparativo da profundidade de carbonatação na C.A.A. marinha para concreto C30.....	66

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 OBJETIVO GERAL	10
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	10
1.3 JUSTIFICATIVA.....	10
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	11
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	13
2.1 PATOLOGIAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	13
2.2 ESTUDO DA CARBONATAÇÃO	14
2.2.1 Mecanismos da carbonatação	19
2.2.2 Variáveis que influenciam na carbonatação	20
2.3 MODELOS DE CARBONATAÇÃO	27
2.3.1 Modelo de Tuutti (1982)	28
2.3.2 Modelo de Smolczik (1969)	30
2.3.3 Modelo de Hamada (1969).....	31
2.3.4 Modelo de Smolczik (1976).....	33
2.3.5 Modelo de Ho e Lewis (1987).....	34
2.3.6 Modelo de Vesikari (1988).....	35
2.3.7 Modelo de Thomas & Mathews (1992).....	35
2.3.8 Modelo de Bob e Affana (1993).....	37
2.3.9 Modelo CEB (1996).....	38
2.3.10 Modelo da EHE (2008)	40
2.3.11 Modelo de Possan (2010)	41
2.4 MÉTODOS E MEDIDAS DE CARBONATAÇÃO	43
2.4.1 Carbonatação natural e carbonatação acelerada.....	43
2.4.2 Ensaios de medida de profundidade de carbonatação.....	46
2.5 CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	47
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	52
3.1 CORPOS DE PROVA.....	52
3.1 TEMPO DE CURA E TRANSPORTE	56
3.3 AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	57
4 ANÁLISE E RESULTADOS	60
5 CONCLUSÕES	68
REFERÊNCIAS.....	70

1 INTRODUÇÃO

Casas, edifícios, pontes, viadutos e obras de saneamento são alguns exemplos do quanto o concreto está presente na vida das pessoas e do nível de importância que ele apresenta. O concreto armado é amplamente utilizado em diversos tipos de construções e, apesar de não ser a única solução para a construção de estruturas, é a mais utilizada no mundo, pois reúne características de durabilidade e resistência à compressão do concreto com a característica de resistência à tração do aço.

Embora não seja um material de difícil aplicação, deve-se manter uma postura cautelosa na confecção de estruturas em concreto armado, com um conhecimento das propriedades do material, dos fundamentos de projeto, das normas – nacionais ou internacionais – e da tecnologia de execução necessária para a construção. Caso contrário, a estrutura pode apresentar problemas já no início da concretagem e montagem da armadura ou patologias devidas a vários fatores diferentes com o decorrer do tempo (CARMONA, 2005).

Muitas podem ser as causas da deterioração das estruturas de concreto armado, sejam elas por ações físicas ou químicas. Dentre elas pode-se citar: lixiviação, reação álcali-agregado, corrosão das armaduras e abrasão. Essas manifestações patológicas podem comprometer a durabilidade das estruturas, podendo ocasionar a redução da longevidade da estrutura. A corrosão é um fenômeno importante a ser estudado e tem como principais causas o ataque de cloretos e a carbonatação, esta última é o enfoque deste estudo (POSSAN, 2010).

A carbonatação é um fenômeno natural que ocorre a partir da reação do dióxido de carbono com os compostos da pasta de cimento. O contato com a armadura do concreto faz com a mesma corroa e se expanda, levando a sua segregação (FERREIRA, 2013). A carbonatação está relacionada tanto com a corrosão da armadura quanto com o concreto de cobrimento, que rege a entrada, ou não, de agentes agressivos para o interior da pasta de cimento.

No Brasil, referência mundial na utilização e nas pesquisas em estruturas de concreto armado, existem diversos estudos referentes ao tema da carbonatação e, em sua grande maioria, é utilizado o processo acelerado para a análise do fenômeno, utilizando câmaras com elevadas concentrações de dióxido de carbono.

Porém, sempre há a dúvida se o processo acelerado realmente representa o processo natural, seja por condições de ensaio ou na definição de fatores que podem influenciar. Esta é uma questão delicada ainda a ser tratada (FERREIRA, 2013).

Neste estudo, a carbonatação analisada é por meio da deterioração natural do concreto armado, relacionado com os fatores de exposição (diferentes classes de agressividade ambiental) aplicando-se a solução de fenolftaleína para a determinação do avanço da frente de carbonatação de acordo com o tempo.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho é estudar a deterioração do concreto por carbonatação natural submetido às classes de agressividade ambiental marinha e respingos de maré.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos são:

- Avaliar a profundidade de carbonatação após ensaio *in loco* em diferentes tipos de concreto;
- Através dos modelos matemáticos estudados, prever e comparar a vida útil da estrutura analisada utilizando a profundidade de carbonatação verificada;
- Comparar o comportamento do concreto com relação à deterioração nas classes de agressividade ambiental marinha e respingos de maré.

1.3 JUSTIFICATIVA

Justifica-se esse trabalho de conclusão de curso a relevância do assunto e a importância de se conhecer as patologias no concreto armado. Com a crescente emissão de dióxido de carbono para a atmosfera em grandes centros urbanos e cidades menores, a durabilidade das estruturas de concreto armado pode sofrer consequências diretas, pois quanto maior a quantidade de CO₂ na atmosfera, mais

suscetível à carbonatação se encontra o concreto. Visto isso, se tornam importantes o embasamento teórico do tema e a verificação prática da profundidade de carbonatação em diferentes ambientes, realizando estudos e comparações.

Modelos matemáticos de previsão de profundidade de carbonatação e vida útil das estruturas de concreto armado foram introduzidos com o decorrer do tempo, com cada vez mais fatores considerados nas equações. Este trabalho realiza uma análise e comparação entre vários modelos matemáticos, sem a pretensão de escolher um modelo mais adequado ou menos adequado, mas com o intuito de observação dos resultados obtidos.

Por fim, também se justifica a elaboração deste trabalho de conclusão de curso o auxílio no início da pesquisa em andamento do professor da UTFPR, Arthur Medeiros, que pretende analisar o envelhecimento de vigas de concreto armado e sua deterioração natural com enfoque na carbonatação e na corrosão.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

No início do trabalho é introduzido um panorama resumido das patologias do concreto armado, tendo enfoque na degradação do mesmo e na busca por uma maior vida útil.

A partir do item 2.2 o enfoque maior é a carbonatação do concreto, passando por definições, mecanismos e variáveis que influenciam na carbonatação. O item 2.3 aborda os modelos matemáticos, onde são apresentados onze modelos de vários pesquisadores da área, sendo nove modelos para previsão da frente de carbonatação e dois para encontrar o valor do coeficiente de carbonatação que é utilizado em outras equações.

Os métodos e medidas de carbonatação, abordando os meios naturais e acelerados de medida, assim como os ensaios, são abordados no item 2.4 do trabalho. Já o item 2.5 apresenta o conceito de classe de agressividade ambiental, importante para o estudo presente, visto que os corpos de prova são dispostos em ambientes de agressividades diferentes.

Os materiais e métodos são abordados no item 3, desde a confecção dos corpos de prova, passando pelo transporte e disposição nos lugares de exposição e como foi realizado o ensaio de profundidade de carbonatação com a fenolftaleína.

Os resultados e a análise deles são apresentados no item 4, com a demonstração dos valores de profundidade de carbonatação encontrados nos corpos de prova, mas também com valores teóricos de profundidade de carbonatação dados nos modelos matemáticos, realizando comparativos e análises.

Por fim, são apresentadas as considerações finais referentes aos resultados obtidos no presente trabalho de conclusão de curso.

2 REVISÃO DA LITERATURA

A seguir é apresentado um panorama do que já foi estudado sobre o assunto, reunindo os conhecimentos úteis para a estruturação do trabalho, assim direcionando o foco do estudo.

2.1 PATOLOGIAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Manifestações patológicas em edificações podem ser encontradas a todo o momento no ramo da construção civil. Essas patologias estão relacionadas com ações que comprometem a durabilidade da estrutura. A resistência do concreto e a resistência do aço são fatores principais para a definição da resistência da estrutura em geral, e caso ocorra a degradação de um desses componentes pode ocasionar em um comprometimento da estrutura como um todo (FERREIRA, 2013).

Com o objetivo principal de suportar os esforços atuantes nas estruturas, o concreto também tem a função de proteger a armadura, formando uma barreira que mantém a camada passivadora da armadura e a protege contra a penetração de agentes agressivos. Esse fato se deve ao alto pH do concreto, proporcionado pelo processo de hidratação do cimento Portland (CARMONA, 2005).

Possan (2010) cita que várias instituições internacionais, como o ACI (*American Concrete Institute*), a FIB (*Fédération Internationale du Béton*), a RILEM (*Reunion Internationale de Laboratoires D'essais et Materiaux*) e a ISO (*International Standards Organization*), assim como as recentes revisões da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, vêm trabalhando para cada vez mais melhorar as condições de durabilidade da estrutura de concreto, assim como o prolongamento da vida útil da estrutura. Devido a esses esforços, diversos estudos científicos relacionados à degradação das estruturas de concreto foram elaborados, tendo-se conhecimento cada vez maior de vários fatores que influenciam nesse processo.

A degradação das estruturas de concreto armado é causada, na maioria dos casos, por corrosão nas armaduras, sobretudo pelos processos de carbonatação e ação dos íons de cloreto. Sabe-se, então, que os principais agentes agressivos ao aço são: o dióxido de carbono (CO_2), responsável pela carbonatação e os íons cloreto, que alteram a película passivadora (TASCA, 2012).

Andrade (2015) recentemente comentou que os modelos matemáticos de previsão de vida útil para estruturas de concreto armado que são apresentados nas normas internacionais recentes, como por exemplo o *FIB Model Code* (2010), carecem de validação experimental com dados de campo. A simples utilização das equações arbitrando parâmetros pode subestimar ou superestimar a vida útil de uma estrutura, o que pode levar a concepção de uma edificação que necessite de intervenção estrutural prematura, ou uma construção de custos elevados para uma certa vida útil de projeto.

Com isso são importantes os estudos relacionados à carbonatação, assunto principal desse estudo.

2.2 ESTUDO DA CARBONATAÇÃO

O tema da carbonatação tem sido muito propagado nas pesquisas sobre degradação do concreto, já que é uma das principais manifestações patológicas nas estruturas. Para Parrot (1987), o assunto ganha ainda mais relevância em virtude do aumento gradual das emissões do dióxido de carbono para a atmosfera, principalmente em ambientes urbanos e industriais, já que, quanto mais dióxido de carbono concentrado no ambiente, maior a progressão do fenômeno da carbonatação.

Barin (2008) afirma que em ambientes urbanos, principalmente nas grandes metrópoles, a concentração de dióxido de carbono na atmosfera pode variar entre 0,3% e 1%. De acordo com Neville (1997), a carbonatação ocorre também em ambientes rurais, com baixas concentrações de CO₂ na atmosfera, na ordem de 0,03% em volume.

Segundo Cadore (2008), a carbonatação é um processo físico-químico que faz com que seja reduzida a alcalinidade da parte líquida presente no concreto, ou seja, o pH do concreto que se encontra elevado devido aos compostos hidratados presentes nele, reduz até a ocorrência da neutralização. Para a diminuição da alcalinidade da fase líquida do concreto, gases presentes na atmosfera penetram no concreto e neutralizam o hidróxido de cálcio.

O gás mais atuante no processo de degradação das estruturas é o dióxido de carbono (CO₂), pois aparece em maiores proporções na atmosfera que gases

como o dióxido de enxofre (SO_2) e o sulfato de hidrogênio (H_2S), porém esses últimos também podem atuar como agentes de degradação (CADORE, 2008).

Numa definição parecida, Vagheti (2005), afirma que a carbonatação decorre da reação entre os constituintes ácidos presentes na atmosfera (CO_2 como a principal substância) com o líquido intersticial presente nos poros do concreto, concreto este que, devido à hidratação do cimento, encontra-se saturado de hidróxido de cálcio. O processo da carbonatação é muito lento e está relacionado às condições ambientais e às características da mistura do concreto (RAMEZANIANPOUR *et al.*, 2000).

Os hidróxidos de sódio (NaOH), potássio (KOH) e cálcio (Ca(OH)_2) propiciam um ambiente de elevada alcalinidade ao concreto, que se deve ao alto pH na pasta de cimento. O dióxido de carbono, como principal substância que influi na carbonatação, contribui para o consumo de sódio, potássio e cálcio, enfraquecendo o concreto com relação à entrada de agentes agressivos (CASCUDO e CARASEK, 2011). Metha e Monteiro (2008), enfatizam que *“como principal efeito da carbonatação em concretos, há a redução da alcalinidade e o pH do concreto, que originalmente se encontra em valores superiores a 12,5 para valores inferiores a 8,5 após as reações de neutralização”*.

Com a redução no pH, ocorrem alterações nas condições de estabilidade química da película passivante da armadura pela redução do hidróxido de cálcio na solução de poros. Este composto solúvel, como já explicitado anteriormente, gera outros compostos solúveis (hidróxidos de sódio, potássio e cálcio), resultantes da combinação com sais presentes no clínquer. Os hidróxidos de cálcio, sódio e potássio agem como reguladores da alcalinidade da solução (ISAIA, 1999). Com a falta desses reguladores ocorre a despassivação da armadura, deixando a mesma desprotegida, tornando-a suscetível ao processo de corrosão, devido principalmente à combinação de oxigênio com umidade. Essa degradação das estruturas de concreto armado tende a afetar diretamente na sua vida útil (POSSAN, 2010).

A espessura de cobertura age como uma barreira física contra os agentes externos agressivos, enquanto a alcalinidade do eletrólito representa uma barreira química. Como a estrutura pode ser danificada em termos da estabilidade como um todo, assim como um quantitativo significativo de danos, é indispensável a garantia de qualidade do concreto de cobertura, já que a carbonatação acontece nessa região da estrutura (FERREIRA, 2013).

Outra consequência da carbonatação é a alteração do volume de poros do concreto e também da permeabilidade do mesmo, já que as reações químicas geradas nos processos proporcionam alteração na microestrutura, ocasionando em uma mudança significativa na permeabilidade e, também, uma alteração no volume de poros do concreto. Segundo Ngala e Page (1997), ocorre uma diminuição na porosidade do concreto devido à precipitação do carbonato de cálcio (CaCO_3). Ao mesmo tempo em que se nota a redução na porosidade total, verifica-se um aumento da porosidade (poros de diâmetros maiores que 30 nm), aumento devido à decomposição do CSH (silicato de cálcio hidratado).

Além de diminuir o pH do concreto, o processo de carbonatação também pode facilitar o aparecimento de microfissuras, provocadas pela formação dos novos produtos que ocasionam aumento de volume, modificando assim a estrutura dos poros e alterando as condições de penetração dos gases envolvidos no processo. Estudos de porosidade são necessários numa associação aos estudos relativos à carbonatação, visto que a penetração de dióxido de carbono e outros gases é, de maneira geral, controlada pela estrutura de poros e sua devida umidade relativa. (SAETTA *et al.*, 1993).

Neville (1997) explicita o processo de retração devido à carbonatação. A retração, segundo o autor, *“é causada pelos processos de perda de moléculas de água na reação principal e a diminuição do volume na pasta de cimento endurecida”*. Em contraponto, o autor comenta que a água liberada pela reação de carbonatação pode ajudar na hidratação do cimento, o que resultaria numa maior dureza superficial, menor permeabilidade superficial e conseqüentemente menor movimentação de umidade.

O *Comité Euro-Internacional du Béton*, em seu seu boletim de número 152 (1984) apresenta um esquema resumido do processo de carbonatação, conforme Figura 1. Como se pode analisar, a carbonatação se inicia a partir da superfície do concreto e é formada uma frente de carbonatação. Então, é visto que se formam duas zonas de pH diferentes, uma com pH ainda no estado natural do concreto, em torno de 12, e outra com pH próximo a 8. Com isso, a frente de carbonatação se impõe no interior do concreto e pode atingir a armadura, causando a despassivação da mesma.

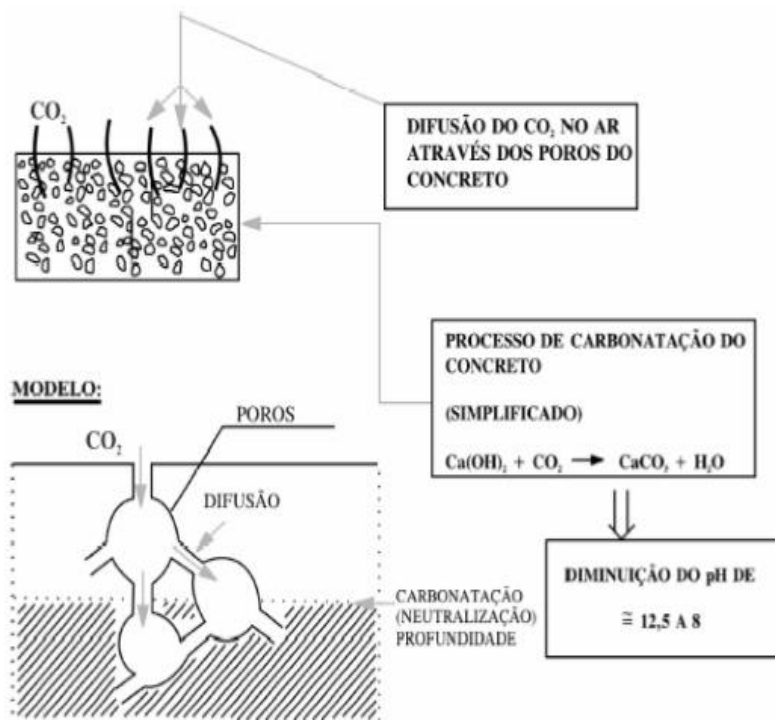


Figura 1. Avanço do processo de carbonatação.
Fonte: CEB-BI 152 (1984).

Para ficar mais clara a mudança no pH no processo de carbonatação, um esquema ilustrativo elaborado por Possan (2010), em seu estudo sobre a vida útil das estruturas de concreto, é apresentado na Figura 2:

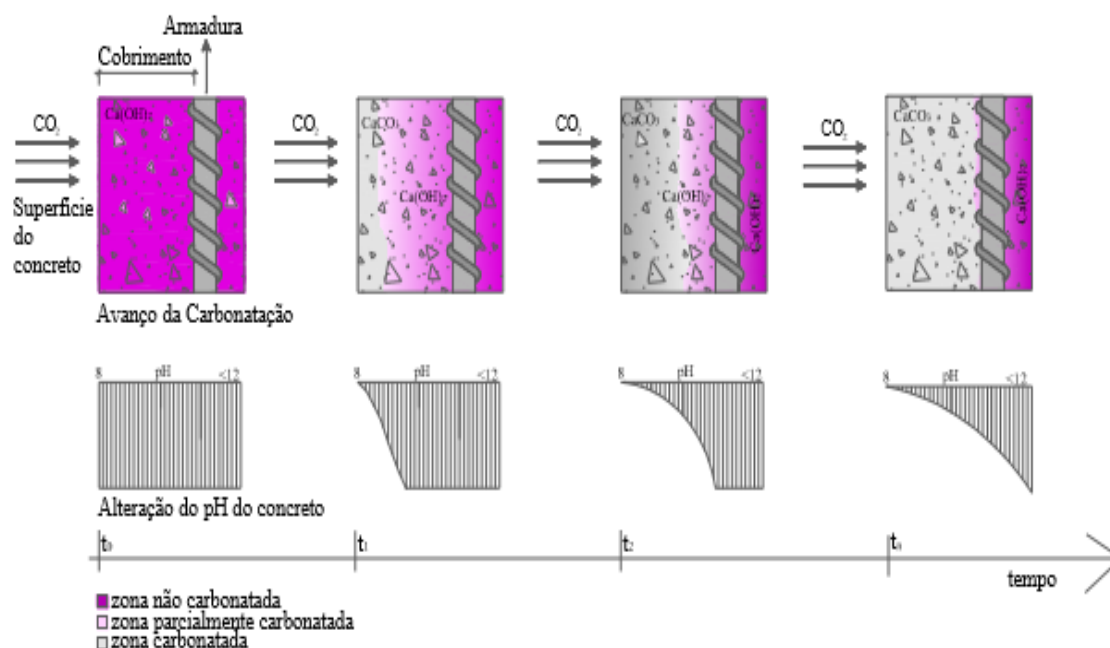


Figura 2. Frente de carbonatação e alteração do pH do concreto no tempo.
Fonte: Possan, 2010.

A espessura do concreto de cobertura é mensurada na detecção do avanço da carbonatação na estrutura, visando a não ocorrência de mudanças na estabilidade química da película que protege a armadura (camada passivadora), visto que isso pode acarretar no processo de corrosão (CASCUDO, 1997).

Na Figura 3 é representado um esquema ilustrativo elaborado por Tasca (2012), referente à frente de carbonatação no concreto até a despassivação e corrosão da armadura.

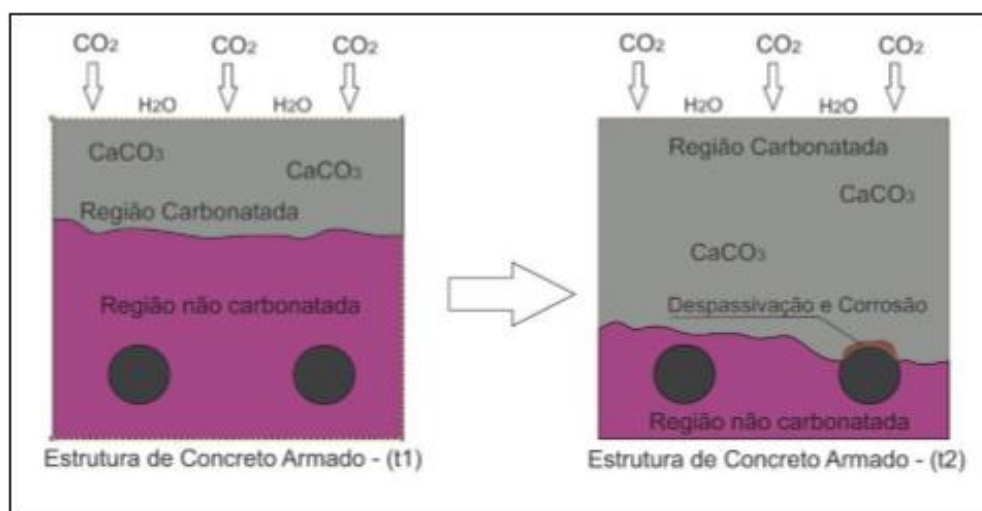


Figura 3. Avanço de carbonatação nos intervalos de tempo
Fonte: Tasca, 2012.

O processo de corrosão está diretamente ligado com o processo de carbonatação. Segundo Pina (2009), fenômenos como fissuração, expansão, destacamento e deslocamento do revestimento, além de aderência reduzida, são danos gerados no processo de corrosão das estruturas de concreto armado por carbonatação, visto que os óxidos de ferro (que resultam da corrosão das armaduras) tendem a ocupar um volume até dez vezes maior comparado ao aço original da armadura, resultando em tensões internas maiores e levando a estrutura à fissuração e, por consequência, a entrada de dióxido de carbono no interior da estrutura.

Além do CO₂, outras substâncias gasosas que atuam no processo de comprometimento da durabilidade do concreto são o oxigênio e o vapor d'água. O primeiro interfere na corrosão das armaduras (através da reação catódica que depende da acidez do meio) e também em diversos processos de biodegradação, já o segundo é responsável, entre outras coisas, pelo ataque de cloretos devido à

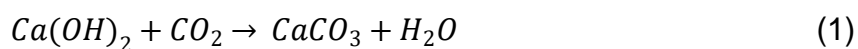
penetração de sais nos poros do concreto e pela redução da resistividade do concreto armado (CADORE, 2008).

2.2.1 Mecanismos da carbonatação

Papadakis (2000) afirma que, numa primeira etapa, processos físico-químicos de difusão e dissolução do dióxido de carbono nos poros do concreto compreendem o início da formação da carbonatação, pois ocorre a formação do ácido carbônico, e, posteriormente, acontece a ionização do meio e formação do bicarbonato e do carbonato, visto que apenas o carbonato participa do processo de carbonatação.

Após os processos descritos anteriormente, acontece a dissolução do hidróxido de cálcio na solução dos poros do concreto. De acordo com Thiéry (2005), a dissolução do dióxido de carbono, descrita anteriormente, provoca a diminuição do pH da pasta cimentícia. Para que haja o reestabelecimento da alcalinidade no concreto é necessária a dissolução do Ca(OH)_2 e, posteriormente, sua difusão das regiões de mais alcalinas para as menos alcalinas.

Após isso, ocorre a reação entre os íons CO_3^{2-} (carbonato) e Ca^{2+} com a precipitação do composto CaCO_3 . A reação entre o Ca(OH)_2 e o CO_2 é considerada a reação principal da carbonatação do concreto, como é demonstrada na equação 1.



A Figura 4 demonstra esse fenômeno de maneira ilustrativa.

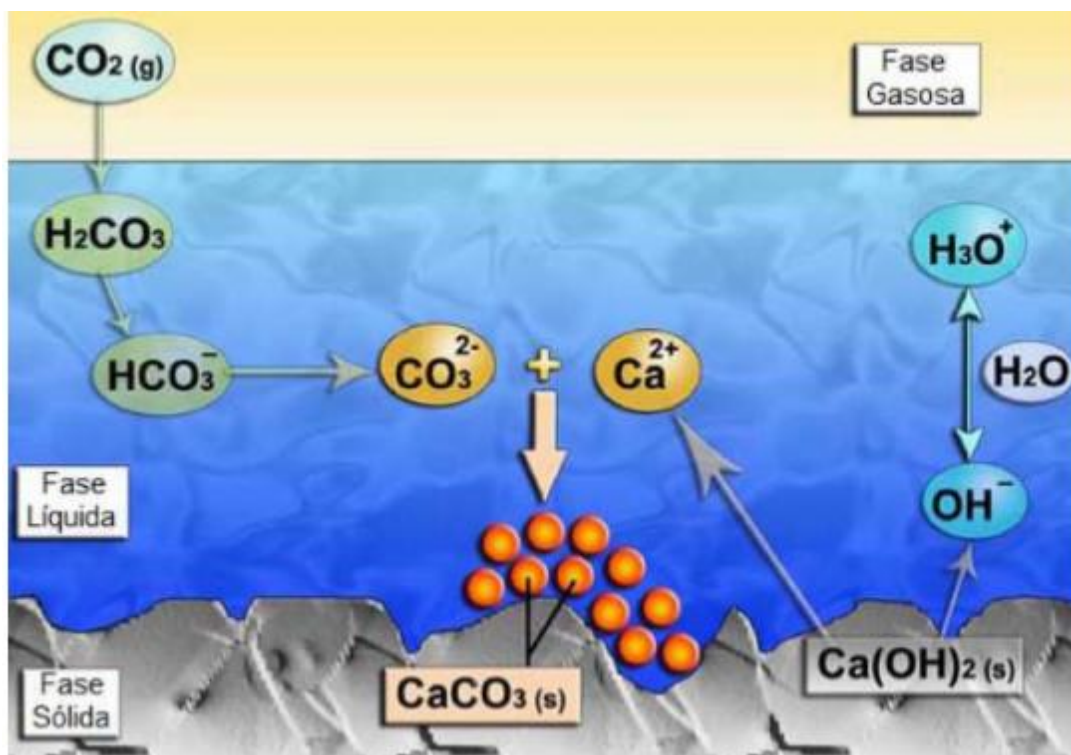


Figura 4. Processo físico-químico da carbonatação.
Fonte: THIÈRY, 2005.

2.2.2 Variáveis que influenciam na carbonatação

A profundidade e a velocidade de carbonatação podem ser influenciadas por diversos fatores que estão ligados ao sistema de poros e ao pH do concreto, os quais são alterados principalmente pela composição e pela execução da estrutura de concreto (FERREIRA, 2013). Segundo Cascudo (1997), “a penetração do CO_2 depende de como o concreto foi lançado, adensado e curado, bem como do tipo de cimento, das condições ambientais e de umidade do ambiente, sendo maior a carbonatação quanto maior o fator água/cimento”.

Entre os principais fatores, estão a presença de adições minerais, a relação água/aglomerante, o processo e o tempo de cura, a dosagem, a porosidade, a resistência à compressão, os fatores internos do concreto (idade, grau de hidratação, agregado e aglomerante) e as condições ambientais (temperatura, umidade relativa, concentração de CO_2 e tempo de exposição) (FERREIRA, 2013).

Levando em consideração o tipo de ensaio, Pauletti (2009) afirma que dois fatores importantes que influenciam na carbonatação natural são: o tipo de ambiente no qual a estrutura está inserida e a proteção do concreto contra as intempéries.

No que tange a carbonatação acelerada, um fator que pode ser visto como preponderante para o controle é o condicionamento da estrutura.

A seguir realiza-se um breve estudo sobre alguns fatores relevantes que influenciam na carbonatação, divididos em: relacionados às características dos materiais e relacionados às condições ambientais.

a) Fatores relacionados com a característica do material:

Com relação às características dos materiais, o primeiro fator a ser analisado é o tipo (e quantidade) de cimento, passando por relação água/aglomerante e qualidade de execução.

a.1) Tipo e quantidade de cimento:

Um fator importante que influencia na quantidade total de álcalis (NaOH, KOH, Ca(OH)_2 , silicato de cálcio hidratado e aluminato de cálcio hidratado) disponível para a reação de neutralização na carbonatação é a composição química do cimento empregado na estrutura (KULAKOWSKI, 2002). Helene (1993) denomina esse teor de álcalis presentes nos interstícios do concreto com o termo *reserva alcalina*.

A composição química do cimento determinará a quantidade total de álcalis disponível para as reações de neutralização. Para Isaia (1999), a composição química do cimento é um fator preponderante para a determinação da velocidade da frente de carbonatação, visto que o avanço dessa frente de carbonatação é proporcional à reserva alcalina disponível na pasta de cimento, sobretudo dos compostos hidratados e dos teores de álcalis.

De acordo com estudos realizados relativos à composição química, o cimento Portland comum apresenta maior reserva alcalina numa comparação com o cimento com adições minerais. Em razão desse fato, em pastas com cimento Portland puro, a difusão do CO_2 é realizada de forma mais lenta, já que o gás atuante no concreto, precisa primeiramente rebaixar o pH solução e reagir com o CH

presente (em maior quantidade) para depois avançar e consumir esse hidróxido de cálcio (TASCA, 2012).

Com relação à composição química quando feitas adições pozolânicas, pode-se afirmar que existem dois mecanismos que influem na pasta de cimento e na estrutura do concreto: o efeito filer (ação física) e o efeito pozolânico (ação química) (FERREIRA, 2013).

Mehta e Monteiro (2008), abordando o efeito filer, afirmam que, na realização de uma substituição parcial de cimento por adições minerais, acontece um refinamento de poros (vazios grandes transformam-se em vazios pequenos), fazendo com que haja uma melhora significativa na microestrutura do concreto. De maneira geral, esse feito faz com que haja um aumento na resistência do concreto e reduz a entrada de agentes agressivos devido a compacidade nas regiões de interface pasta-agregado. Ollivier e Vichot (2008) denominam esse fenômeno de existência de poros conectados ao ambiente externo como *porosidade aberta*.

Para Ferreira (2013), a reação química transcorrida em temperaturas ambientes entre as adições minerais (por meio dos seus respectivos compostos silicosos) e o hidróxido de cálcio é o que controla o efeito pozolânico e, através desse efeito, acontece uma redução na quantidade de Ca(OH)_2 precipitado na pasta cimentícia, fazendo com que haja uma diminuição da chamada “reserva alcalina”, contribuindo então para uma redução na proteção da pasta. Com uma menor proteção na pasta, é preciso uma quantidade menor de dióxido de carbono para a ocorrência da carbonatação do concreto.

Apesar do exposto acima, os produtos das reações pozolânicas fazem com que haja uma maior compacidade do concreto, devido a menor porosidade (visto que as reações geram produtos mais resistentes e compactos comparados ao hidróxido de cálcio). Com isso, ocorre a redução da difusão de CO_2 e retardando o avanço da frente de carbonatação (com a ação física de bloqueio dos capilares conectados) (CASCUDO e CARASEK, 2011).

Para o efeito da carbonatação é necessário conhecer qual dos mecanismos básicos predomina de acordo com o tipo de adição. Isto depende também do teor de adição, da relação água/aglomerante e da eficiência da cura realizada (ISAIA, 1999).

Se aplicada sílica ativa como substituição parcial ao cimento, ocorre a diminuição do teor de hidróxido de cálcio, aumentando a profundidade de

carbonatação (PAPADAKIS, 2000), afirmação essa confirmada por Possan (2004), que realizou ensaios acelerados e naturais e confirmou que a profundidade de carbonatação aumenta com o acréscimo de sílica ativa.

Outra adição a ser mencionada é a cinza de casca de arroz, que, se incorporada no concreto, gera uma pasta com menor grau de heterogeneidade, com calor de hidratação maior e maior resistência, além de promover o efeito microfiller, que faz com as pequenas partículas permeiem a pasta e se depositem entre os grãos de cimento (POUEY, 2006).

O avanço da profundidade de carbonatação tende a ser superior em concretos com cinza de casca de arroz incorporada do que em concreto feito apenas com cimento Portland, isto se deve ao fato de o cimento Portland fornecer ao concreto uma maior reserva de hidróxido de cálcio. Com isso, mais lento será o processo de carbonatação, já que o meio necessita de mais quantidade de dióxido de carbono e será necessária primeiramente uma redução maior no pH da pasta. Ressaltando que a comparação dos dois tipos de concreto é feita utilizando concretos de mesmas idades e relação água/aglomerante (HOPPE, 2008).

Mais adições a serem consideradas são o metacaulim e a cinza volante. De acordo com uma pesquisa de Duan *et al.* (2012) *apud* Ferreira (2013), a substituição de parte da massa de cimento por metacaulim pode causar uma significativa diminuição da porosidade do sistema. Já a cinza volante, segundo estudo realizado por Jiang *et al.* (2000) *apud* Ferreira (2013) implica em uma carbonatação mais rápida. Quando existe adição de cinza volante, principalmente em percentuais elevados, a quantidade de óxido de cálcio é reduzida, então ocorre uma diminuição na formação de hidróxido de cálcio, esse último será consumido nas reações pozolânicas. Entretanto, a diminuição da quantidade de hidróxido de cálcio ocorre apenas quando a cinza volante substitui uma parte do cimento, fazendo com que, tanto o CH como o CSH (silicato de cálcio hidratado) sejam carbonatados.

Apenas para citar no presente estudo outras duas importantes adições, Parrott (1987) analisou cimentos com adições de filler calcário e escória de alto forno e concluiu que a profundidade de carbonatação foi mais sensível à influência do tipo de cimento do que às condições de cura.

a.2) Relação água/aglomerante:

A quantidade e o tamanho dos poros do concreto endurecido são as primeiras determinações da relação água/aglomerante, que possui influência direta no fenômeno da carbonatação dos concretos. Além disso, essa relação possui também influência na profundidade de carbonatação do concreto, já que a carbonatação está ligada diretamente à porosidade da pasta de cimento hidratada. Sendo assim, o fluxo de água ocorre entre os poros capilares interconectados e atrelados à relação água/cimento e ao grau de hidratação do cimento (TASCA, 2012).

As propriedades microestruturais do concreto são influenciadas pela relação água/aglomerante. A porosidade e outras características mecânicas do concreto endurecido podem ser influenciadas principalmente na espessura de cobrimento, a qual fica em contato direto com as formas (FERREIRA, 2013). Pode-se afirmar que a porosidade do concreto é aumentada com a elevação da relação água/aglomerante, portanto, são diretamente proporcionais. Conforme se aumenta a porosidade do concreto, torna-se mais fácil a difusão de gases para o interior do mesmo, obtendo-se uma maior velocidade de carbonatação (PAPADAKIS *et al*, 1991).

a.3) Qualidade na execução:

A compactação e a cura são os principais fatores a serem estudados na qualidade de execução, pois afetam diretamente a durabilidade do concreto. O avanço da frente de carbonatação pode ser facilitado quando realizada uma compactação deficiente ou ineficiente, pois quando se têm falhas na compactação (como excesso de ar aprisionado, ninhos de concretagem e aumento da porosidade), existe uma maior penetração de agentes agressivos que propagam a carbonatação (KULAKOWSKI, 2002).

Com relação ao tipo de cura, a influência se dá de forma análoga a da resistência mecânica, relacionando para uma idade estabelecida o maior ou menor grau de hidratação, levando em consideração a umidade nos poros (ISAIA, 1999).

Neville (1997) confirma que a ineficiência no processo de cura é muito desfavorável ao concreto no processo de carbonatação. Balayssac *et al.* (1995) *apud* Cadore (2008) realizaram um estudo e observaram que, quando se acrescentam 2 dias no período de cura, ou seja, de 1 para 3 dias, se consegue uma elevação no desempenho de proteção em relação à frente de carbonatação em 10% para concretos com teor de cimento de 300 kg/m³, e 50% para concretos com teor de cimento de 420 kg/m³. Esse aumento de desempenho se deve ao fato de existir um prolongamento e melhoria da hidratação cimentícia, com uma diminuição da porosidade e elevação da compacidade. (HOPPE, 2008).

Conclui-se então que o processo de cura do concreto tem papel importante de influência do avanço da frente de carbonatação, visto que a cura afeta a microestrutura do meio, afetando assim a difusão do dióxido de carbono por meio dos poros. Essa influência é mais acentuada quando se analisa concretos elaborados com adições substituindo o cimento Portland (PAULETTI, 2009).

b) Fatores relacionados com as condições ambientais:

Levando em consideração as condições ambientais, fatores importantes que influenciam na carbonatação são: concentração de dióxido de carbono na atmosfera, umidade do ar e temperatura.

b.1) Concentração de dióxido de carbono na atmosfera

É inegável que a concentração de dióxido de carbono na atmosfera vem aumentando com o decorrer dos anos. Em dimensão global, a Revolução Industrial foi o fato marcante para um aumento exorbitante do lançamento de dióxido de carbono para a atmosfera a partir do final do século XVIII. No Brasil, a emissão do CO₂ aumentou bastante em meados do século XX, com o desenvolvimento urbano e o surgimento de diversas indústrias.

O teor de concentração de dióxido de carbono na atmosfera é um parâmetro fundamental para a evolução da carbonatação de concretos. Parrot (1987) afirma

que o aumento crescente do dióxido de carbono na atmosfera pode influenciar, significativamente, na profundidade de carbonatação das estruturas de concreto.

Um estudo de Uomoto e Takada (1993) *apud* Possan (2010) verificou a influência do teor de dióxido de carbono no avanço da frente de carbonatação e concluiu que a velocidade de carbonatação do concreto é aumentada com a elevação do teor de CO₂, e que esse aumento na velocidade de carbonatação do concreto é ainda maior em concretos com relações a/c elevadas. Apesar de não ser a única responsável pela profundidade carbonatada, devendo estar associada com outros fatores que facilitem a difusão do dióxido de carbono, a concentração de CO₂ no ambiente é fator preponderante no estudo da carbonatação em concreto.

b.2) Umidade relativa do ar

O teor de umidade nos poros do material cimentício é fator preponderante para a difusão do dióxido de carbono no processo de carbonatação do concreto. Segundo Tasca (2012), em umidades altas a água obstrui os poros, dificultando, assim, o processo de difusão. Por outro lado, em umidades baixas, não ocorre difusão por falta do agente de transporte do gás para o interior do concreto e pela insuficiência de moléculas de H₂O para reagir com o CO₂.

Segundo Bakker (1988), a difusão do dióxido de carbono ocorre normalmente mesmo na inexistência de água nos poros, entretanto o CO₂ permanece como gás e não há a reação com os compostos cimentícios neste caso. Já nos poros 100% saturados, a taxa de difusão do dióxido de carbono na água fica bastante reduzida e a probabilidade da ocorrência de carbonatação é muito pequena. Com os poros saturados parcialmente, a difusão do dióxido de carbono é facilitada e tem-se a condição de favorecimento máxima para a ocorrência da carbonatação, pois acontecem as reações com a água presente nos poros do concreto e os compostos da pasta cimentícia.

Parrot (1987), afirma que 60% de umidade é a faixa com maior propensão para o avanço da frente de carbonatação. Confirmando os estudos de Parrot, Isaia (1999) conclui que a difusão do CO₂ é maior na faixa de umidade relativa entre 50 e 80%, decrescendo à medida que a umidade se aproxima da saturação, pois o coeficiente de difusão na água é 10⁻⁴ vezes menor que no ar.

b.3) Temperatura

A influência da temperatura na carbonatação é feita de maneira indireta, porque contribui para o aumento da velocidade das reações, incrementando o consumo da reserva alcalina no interior do concreto (TASCA, 2012).

Para Kazmierczak (1995), a velocidade de carbonatação é afetada pelas variações de temperatura, pois esta influencia na saturação dos poros capilares e na existência de vapor d'água, aumentando também a velocidade de difusão. Porém, para Neville (1997), pequenas variações na temperatura afetam pouco a carbonatação e o estudo de Papadakis *et al* (1991) mostra que, entre 20 e 40°C, a difusão ainda controla o processo de carbonatação, então a temperatura tem influência quase nula no processo.

2.3 MODELOS DE CARBONATAÇÃO

Os modelos de carbonatação constituem em estudos pertinentes ao tema do presente estudo, fazendo-se aqui um resumo deles para uma explanação mais detalhada.

Esses modelos existem com o objetivo de relacionar as profundidades de carbonatação medidas nos ensaios acelerados com aquelas da carbonatação natural. Com isso há diversos fatores que influenciam na determinação dos coeficientes de proporcionalidade, dentre eles podem ser citados a difusão do dióxido de carbono no material, a umidade e a temperatura do ambiente em que se está inserido, mineralogia dos constituintes e grau de saturação dos poros da pasta cimentícia (FERREIRA, 2013).

Possan (2010) afirma que as características do concreto e do ambiente em que ele está inserido são características utilizadas nos diversos fatores para a determinação do coeficiente de proporcionalidade estudado por vários pesquisadores. Com essas considerações, modelos de carbonatação empíricos e complexos foram desenvolvidos, buscando representar o processo da carbonatação e são utilizados para prever a profundidade de carbonatação por meio dos ensaios acelerados.

Nas últimas décadas, muitos modelos matemáticos de carbonatação foram descritos e muitos desses modelos estudados por pesquisadores da área, abordados em dissertações e teses. A seguir são levantados alguns modelos importantes relacionados à carbonatação, começando do modelo matemático mais utilizado (único modelo matemático a seguir que não está em ordem cronológica) e passando por outros modelos tão importantes quanto.

2.3.1 MODELO DE TUUTTI (1982)

Publicado pelo *Swedish Cement and Concrete Research* em 1982, o trabalho de Kyösti Tuutti apresenta conceitos de vida útil de estruturas de concreto armado e fornece também um modelo de previsão de carbonatação, além de abordar a penetração e propagação de íons cloreto, no se refere à corrosão da armadura (CARMONA, 2005).

Segundo Carmona (2005), o modelo de Tuutti é “*uma particularização do cálculo de difusão com fronteiras móveis equacionado por CRANK (1975)*”, como podemos ver a seguir:

$$\frac{C_X - C_1}{g\left(\frac{k_{CO_2}}{2}\sqrt{D_{CO_2}}\right)} + C_X - C_2 = 0 \quad (2)$$

$$g\left(\frac{k_{CO_2}}{2}\sqrt{D_{CO_2}}\right) = \sqrt{\pi} \frac{k_{CO_2}}{2\sqrt{D_{CO_2}}} e^{\frac{k_{CO_2}^2}{4D_{CO_2}}} \operatorname{erf}\frac{k_{CO_2}}{2\sqrt{D_{CO_2}}} \quad (3)$$

$$e = k_{CO_2}\sqrt{t} \quad (4)$$

A equação final fica, então, como exposto abaixo:

$$X = k\sqrt{t} \quad (5)$$

Onde:

C_X = Concentração de CO_2 na descontinuidade (kg/m^3)

C_1 = Concentração de CO_2 no ar (kg/m^3)

C_2 = Concentração de CO_2 no material (kg/m^3)

k_{CO_2} = Coeficiente de carbonatação ($\text{m/s}^{0,5}$)

D_{CO_2} = Coeficiente de difusão do CO_2 (m^2/s)

X (ou e_c) = Profundidade de carbonatação (m)

t = tempo (s)

Em virtude de trazer mais facilidade na determinação em laboratório, Tuutti equivale o coeficiente de difusão do CO_2 e do O_2 , embora o próprio autor afirme que não há uma correspondência 100% equivalente entre os dois. Esta suposição é importante, pois permite a aplicação do modelo apresentado.

Para se conhecer o coeficiente K_{CO_2} , Tuutti aplica a equação abaixo:

$$\frac{C_X - C_1}{C_2 - C_X} = \frac{C_S}{a} \quad (6)$$

Onde:

C_S = Concentração de CO_2 no ar (kg/m^3)

a = Teor de CaO em 1m^3 de concreto (kg/m^3), calculado pela seguinte equação:

$$a = C \cdot \frac{\%CaO}{100} \cdot \frac{GH}{100} \cdot \frac{MCO_2}{MCAO} \quad (7)$$

Onde:

a = Teor de CaO em 1m^3 de concreto (kg/m^3)

C = Consumo de cimento (kg/m^3)

$\%CaO$ = Teor de CaO no cimento (%)

GH = Grau de hidratação, sendo 60% para $a/c = 0,4$

70% para $a/c = 0,6$ e

80% para $a/c = 0,8$

M_{CO_2} = Massa molar do CO_2 (kg)

M_{CaO} = Massa molar do CaO (kg)

Embora muito utilizado hoje em dia, existem muitas críticas em torno desse modelo criado por Tuutti. Helene (1993) afirma que esse modelo expressa bem a realidade se a exposição da estrutura se der em ambientes internos, visto que as condições ambientais quase não se alteram. Porém, para ambientes externos, esse modelo apresenta valores de profundidades de carbonatação inferiores aos calculados, devido à variação constante das condições ambientais (POSSAN, 2004).

Carmona (2005) afirma que o modelo é completo, mas existe uma dificuldade em se obter coeficientes de difusão, devido à inexistência de equações para eles. Além disso, em concretos com adições esse modelo traz conclusões errôneas, devido aos estudos indiretos de carbonatação por medidas de penetração por oxigênio. Por último, Carmona especifica que levar em consideração o consumo de cimento para o cálculo de “a” (reserva alcalina) é errôneo, já que o consumo de cimento não tem influência significativa na carbonatação.

Apesar das críticas, o modelo matemático de Tuutti de 1982 serviu como base para vários outros modelos elaborados posteriormente, além de ser utilizado em ampla escala até hoje nos estudos e cálculos da carbonatação.

2.3.2 MODELO DE SMOLCZIK (1969)

Anos antes da elaboração do modelo de Tuutti, Smolczik (1969) criou seu modelo matemático, que, assim como o primeiro citado, também é baseado na simplificação da Primeira Lei de Fick. Abaixo segue a equação:

$$e_c = k \sqrt[n]{t - t_0} \quad (8)$$

Onde:

e_c = profundidade de carbonatação

k = coeficiente de carbonatação ($mm/ano^{0,5}$)

t = tempo de exposição (anos)

t_0 = idade inicial da estrutura (anos)

n = parâmetro que depende do tipo de cimento, sendo $n = 1,7$ para cimento Portland e $n = 2$ para demais cimentos Portland de alto forno

Nesse modelo, Smolczik (1969) afirma que a carbonatação do concreto em função da raiz quadrada do tempo (simplificação da Lei de Fick) pode não representar a realidade principalmente em concretos mais novos, sendo uma boa extrapolação apenas em concretos com maior tempo de exposição.

Smolczik (1969) *apud* Possan (2004) afirma que o expoente de “ t ” pode ser diferente de 0,5, por isso a introdução da variável “ n ”, que diferencia quando o cimento utilizado na estrutura for cimento Portland comum ou cimento Portland de alto forno. Além disso, o modelo permite calcular a carbonatação em estruturas já existentes, devido à inclusão do termo t_0 na equação.

As críticas ao modelo matemático de Smolczik de 1969 se baseiam basicamente nas mesmas críticas feitas posteriormente ao modelo de Tuutti de 1982. No caso de Smolczik, ele não informa como determinar o coeficiente k , o que tornou complicada a aplicação do modelo, principalmente na época em que foi feito o modelo.

2.3.3 MODELO DE HAMADA (1969)

Diferente de Smolczik (1969), Hamada (1969) elaborou um modelo matemático no qual o valor de k pode ser encontrado com certa facilidade. Além disso, foi criado um coeficiente denominado “ R ” que pode ser calculado de acordo com valores tabelados. A profundidade de carbonatação pode ser encontrada através da equação 9.

$$e_c = \frac{R}{\sqrt{k}} t \quad (9)$$

sendo

$$k = \frac{0,3 (1,15+3ac)}{(ac-0,25)^2} \quad (10)$$

e

$$R = r_c * r_a * r_s \quad (11)$$

Onde:

t = tempo de exposição (anos);

 e_c = profundidade de carbonatação;

k = coeficiente em função da relação água/cimento do concreto;

ac = relação água/cimento do concreto;

R = coeficiente dependente do tipo de cimento (r_c), tipo de agregado (r_a) e ação do agente na superfície (r_s), conforme Tabela 1.

Tabela 1. Coeficientes de relação da profundidade de carbonatação

Tipo de cimento	Cimento Portland		Cimento Portland com escória de alto forno		Cimento Portland pozolânico	Cimento Portland com 20% de cinza volante
	Comum	Alta Resistência Inicial	Escória 30-40%	Escória 60%		
r_c	1	0,6	1,4	2,2	1,7	1,9
Tipo de agregado	Areia de rio		Areia de rio, brita de pedrapomes		Areia e brita de pedrapomes	Cinza (fina, grossa)
r_a	1		1,2		2,9	3,3
Superfície-agente ativo	Normal (sem aditivo)		Incorporador de ar		Redutor de água (plastificante)	
r_s	1		0,6		0,4	

Fonte: Hamada, 1969.

2.3.4 MODELO DE SMOLCZIK (1976)

Prosseguindo seus estudos sobre a carbonatação, Smolczik elaborou em 1976 um novo modelo matemático para encontrar a profundidade de carbonatação, conforme Equação 12.

$$e_c = a \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{f_c}} - \frac{1}{\sqrt{f_{clim}}} \right) \cdot \sqrt{t} \quad (12)$$

Onde:

e_c = profundidade carbonatada (cm)

a = velocidade de carbonatação;

f_c = resistência à compressão do concreto (kgf/cm²)

f_{clim} = valor limite da resistência à compressão do concreto que pode ser carbonatada (kgf/cm²)

t = tempo de exposição (em semanas)

Smolczik (1976) *apud* Possan (2010) estabeleceu os valores de a e f_{clim} , conforme abaixo:

- Para ambientes internos: $a = 220$ e $f_{clim} = 920$
- Para ambientes externos: $a = 250$ e $f_{clim} = 625$

Verifica-se, então, que a profundidade de carbonatação nesse novo modelo de Smolczik depende apenas da resistência à compressão do concreto. Apesar de valores pré-estabelecidos para a velocidade de carbonatação e do valor limite de resistência à compressão que pode ser carbonatada, existe dificuldade no entendimento de como o autor determinou esses parâmetros (POSSAN, 2010).

2.3.5 MODELO DE HO e LEWIS (1987)

O modelo apresentado por Ho e Lewis (1987) é um aperfeiçoamento do modelo matemático apresentado por Tuutti (1982). No caso, os autores incrementaram na equação um valor para casos onde ocorre uma carbonatação inicial, valor este geralmente muito pequeno (SILVA, 2007).

$$e_c = e_0 + k\sqrt{t} \quad (13)$$

Onde:

e_c = profundidade carbonatada

e_0 = profundidade de carbonatação inicial

k = coeficiente de carbonatação (mm/ano^{0,5})

t = tempo de exposição

2.3.6 MODELO DE VESIKARI (1988)

Vesikari (1988) procurou estabelecer uma equação que representasse o valor do coeficiente de carbonatação “k”, tomando como base a equação proposta por Tuutti (1982). Por meio de estudos, Vesikari elaborou uma formulação onde fica claro que, para o autor, a carbonatação é função principalmente da relação água/cimento do concreto, como se pode ver abaixo:

$$k = 26 \left(\frac{a}{c} - 0,3 \right)^2 + 1,6 \quad (14)$$

Onde:

k = coeficiente de carbonatação (mm/ano^{0,5})

a/c = relação água/cimento

Vesikari fez algumas considerações para a equação, impondo limites para a relação água/cimento ($0,45 < a/c < 0,75$) e afirmando que, em casos onde a estrutura está em ambiente externo e desprotegido, deve-se multiplicar o coeficiente k encontrado por quatro. Após o cálculo do coeficiente de carbonatação proposto por Vesikari, utiliza-se a equação proposta por Tuutti (1982) para encontrar a profundidade de carbonatação (POSSAN, 2010).

2.3.7 MODELO DE THOMAS & MATHEWS (1992)

Em vez de equações, Thomas & Matheus (1992) elaboraram um modelo baseado em nomogramas. Esse modelo proposto pelos autores relaciona variáveis envolvidas no processo de carbonatação que atuam simultaneamente (CARMONA, 2005).

Diferentemente de Vesikari (1988), que formulou uma equação para determinação do coeficiente de carbonatação “ k ” baseado principalmente na relação água/cimento, Thomas & Mathews (1992) propõem a adoção de um nomograma para determinação do mesmo coeficiente de carbonatação. Neste nomograma são relacionadas variáveis simultâneas de período inicial de cura, resistência à compressão do concreto, teor de cinza volante, umidade relativa após desforma e temperatura ambiente durante a concretagem, como se pode verificar na Figura 5.

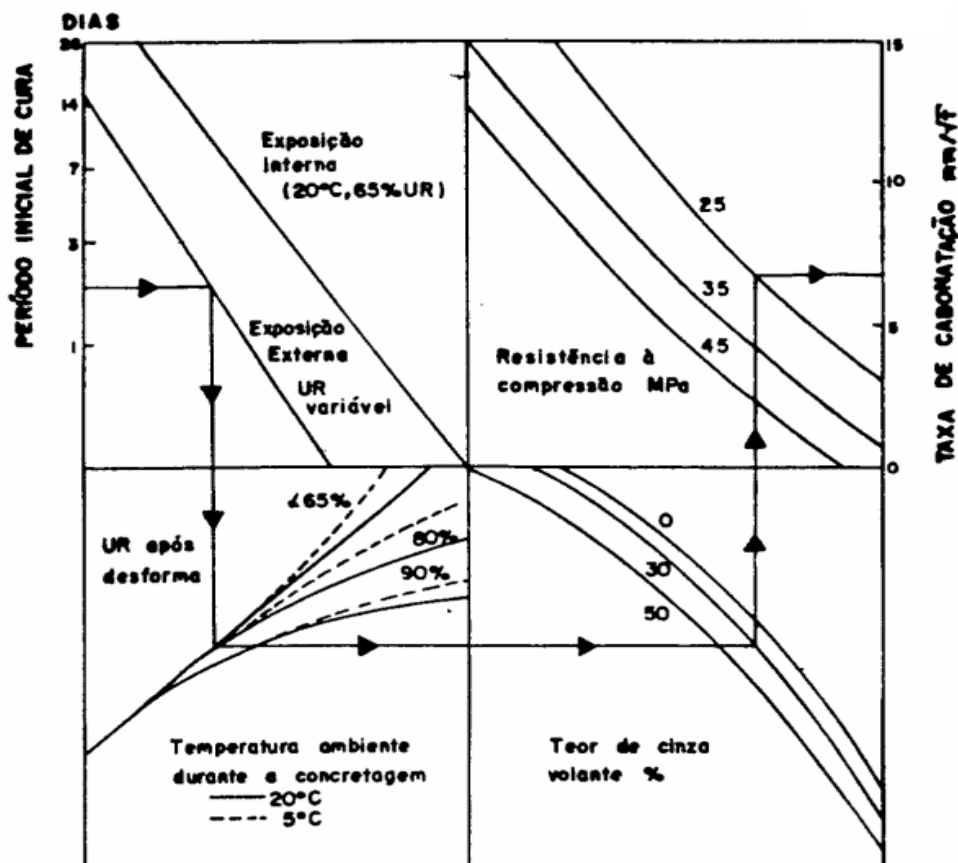


Figura 5. Nomograma de previsão do coeficiente de carbonatação

Fonte: Thomas & Mathews, 1992.

Segundo Carmona (2005), o modelo de Thomas & Mathews se torna específico para as condições de exposição onde foi estudado, não podendo ser aplicado em todos os casos, ou seja, os valores encontrados, dependendo das condições de exposição, podem sofrer grande distorção em relação ao valor real. Apesar disso, Carmona afirma que é um modelo “conceitualmente adequado”.

O modelo de Thomas & Mathews não será utilizado na realização das análises no presente estudo, sendo apenas uma complementação teórica ao estudo. O que não tira a importância do modelo dos pesquisadores.

2.3.8 MODELO DE BOB e AFFANA (1993)

Também baseado no modelo proposto por Tuutti (1982), o modelo de Bob e Affana (1993) estabelece mais parâmetros para encontro da profundidade de carbonatação, como a quantidade de CO₂ na qual o concreto está submetido, a composição do cimento presente no concreto, a resistência à compressão do concreto e a umidade relativa do ar (POSSAN, 2010).

A seguir é apresentado o modelo de Bob e Affana:

$$e_c = 150 \cdot \left(\frac{c \cdot k \cdot d}{f_c} \right) \cdot \sqrt{t} \quad (15)$$

Onde:

e_c = profundidade de carbonatação média (mm)

c = coeficiente do tipo de cimento

k = coeficiente dependente da umidade relativa (condições ambientais)

d = coeficiente dependente da quantidade de CO₂

f_c = resistência à compressão do concreto (MPa)

t = tempo (anos)

Apesar de introduzir três coeficientes na equação, os autores fornecem também tabelas para a determinação dos mesmos, conforme Tabela 2.

Tabela 2. Coeficientes dependentes da umidade relativa, tipo de cimento e quantidade de CO₂.

Umidade Relativa	K
UR ≤ 60	1,0
70 ≤ UR ≤ 75	0,7
80 ≤ UR ≤ 85	0,5
UR ≥ 90	0,3
Tipo de Cimento	C
Cimento Portland CP40 e CP45	0,8
Cimento Portland CP50 e CP55	1,0
Cimento Portland + 15% de adições	1,2
Cimento Portland + 30% de adições	1,4
Cimento Portland + 50% de adições	2,0
Quantidade de CO ₂	D
CO ₂ ≤ 0,03%	1,0
0,03% < CO ₂ ≤ 0,1%	2,0

Fonte: FELIX, 2015.

2.3.9 MODELO CEB (1996)

Em 1996, o *Comité Euro-Internacional du Béton* apresentou seu modelo de acordo com as equações 16, 17 e 18.

$$e = k_{CO_2} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \cdot \sqrt{t} \quad (16)$$

Sendo

$$k_{CO_2} = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{CO_2} \cdot C_s \cdot K_1 \cdot K_2}{a}} \quad (17)$$

e

$$D_{CO_2} = 10^{-\left(7 + 0,25 \frac{f_{ck}}{10}\right)} \quad (18)$$

Onde:

e = profundidade de carbonatação (m)

D_{CO_2} = coeficiente de difusão do CO_2 no concreto carbonatado (m^2/s)

C_s = concentração de CO_2 no ar (kg/m^3)

a = teor de CaO em $1m^3$ de concreto (kg/m^3)

t = tempo (s)

t_0 = tempo de cura

n = fator de idade

K_1, K_2 = coeficientes de cura e exposição

k_{CO_2} = coeficientes de carbonatação ($m/s^{0,5}$)

f_{ck} = resistência característica do concreto (MPa)

O valor de (C_s/a) pode ser adotado como 7×10^{-6} para concretos normais de cimento Portland em ambientes convencionais (CARMONA, 2005).

Nas Tabelas 3 e 4 são colocadas duas tabelas para determinação dos coeficientes necessários para resolução das equações.

Tabela 3. Valores dos coeficientes de cura e exposição.

Tipo de exposição	Cura	$K_1 \times K_2$
Interior	Boa	1,0
Interior	Má	2,0
Exterior	Boa	0,5

Fonte: Carmona, 2005.

Tabela 4. Valores do fator de idade em função da exposição.

Tipo de exposição	N
Interior	0,0
Exterior protegida	0,1
Exterior não protegida	0,4

Fonte: Carmona, 2005.

2.3.10 MODELO DA EHE (2008)

A norma espanhola EHE (2008) estabeleceu um novo modelo para estimativa da carbonatação, conforme equação abaixo:

$$e_c = C_{amb} \cdot C_{ar} \cdot a \cdot f_{cm}^b \cdot \sqrt{t} \quad (19)$$

Onde:

C_{amb} : coeficiente do ambiente (tabela 5)

C_{ar} : coeficiente do ar incorporado (tabela 6)

f_{cm} : resistência média à compressão (MPa) estimada a partir da equação abaixo:

$$f_{cm}^b = f_{ck} + 8 \quad (20)$$

a, b : parâmetros em função do tipo de aglomerante (Tabela 7)

As Tabelas 5, 6 e 7 identificam os parâmetros e coeficientes.

Tabela 5. Coeficiente do ambiente.

Ambiente	Camb
Protegido de chuva	1,00
Desprotegido de chuva	0,50

Fonte: EHE, 2008.

Tabela 6. Coeficiente do ar incorporado

Ar incorporado	Car
< 4,5%	1,00
> 4,5%	0,70

Fonte: EHE, 2008.

Tabela 7. Coeficientes em função do tipo de aglomerante.

Tipo de cimento	a	b
Cimento Portland	1800,00	-1,70
Cimento Portland + 28% de cinza volante	360,00	-1,20
Cimento Portland + 9% de sílica ativa	400,00	-1,20
Cimento Portland + 65% de escória	360,00	-1,20

Fonte: EHE, 2008.

Os quatro primeiros termos da equação são a estimativa do coeficiente de carbonatação k , o que prova que a modelagem da norma espanhola se baseia na equação original de Tuutti (1982) (POSSAN, 2010).

2.3.11 MODELO DE POSSAN (2010)

Um modelo relativamente recente, de origem brasileira, o modelo de Possan (2010) leva em consideração muitos fatores que têm influência na carbonatação, como a composição do cimento, resistência à compressão e fatores ambientais, conforme a equação 21.

$$e_c = k_c \cdot \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{fc}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{1/2} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{3/2}}{40 + f_c}\right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{1/2}}{60 + f_c}\right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c}\right) \right] \cdot k_{ce} \quad (21)$$

Onde:

e_c : profundidade de carbonatação

k_c : fator que depende do tipo de cimento (tabela 8)

f_c : resistência média à compressão (MPa)

k_{fc} : fator que depende da resistência à compressão do concreto (tabela 8)

t : tempo (anos)

k_{ad} : fator que depende das adições do cimento

ad : teor de adição pozolânica do concreto (% em relação à massa do concreto)

UR: umidade relativa do ar (%*0,01)

k_{UR} : fator que depende da umidade relativa do ar (tabela 8)

CO_2 : teor de dióxido de carbono no ambiente (%)

k_{CO_2} : fator que depende do teor de dióxido de carbono no ambiente (tabela 8)

k_{ce} : fator que depende do ambiente de exposição (tabela 9)

Os coeficientes descritos acima são determinados de acordo com as Tabelas 8 e 9.

Tabela 8. Coeficientes em função das características do concreto e condições ambientais

Tipo de Cimento	Características do concreto			Condições ambientais	
	Cimento	f_c	Adição	CO_2	UR
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{CO_2}	k_{UR}
CP I	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300

Fonte: Possan, 2010.

Tabela 9. Coeficiente em função das condições de exposição

Proteção à chuva	k_{ce}
Ambiente interno protegido da chuva	1,30
Ambiente externo protegido da chuva	1,00
Ambiente externo desprotegido da chuva	0,65

Fonte: Possan, 2010.

Segundo Possan (2010), o modelo mostrou-se confiável para uma diversidade de aplicações e adequado quando comparado aos vários outros modelos estudados anteriormente.

2.4 MÉTODOS DE MEDIDAS DE CARBONATAÇÃO

Podem-se destacar duas modalidades mais usuais de ensaios referentes à exposição do concreto frente à carbonatação: ensaio natural e acelerado. No método de investigação natural, tenta-se reproduzir o efeito do ambiente atuante sobre a estrutura, simulando o mecanismo de agressão sob condições normais de exposição. Já no método de investigação acelerado, busca-se acelerar o processo de neutralização, por meio da utilização de condicionamento de ambientes mais agressivos que o natural, em condições controladas (FERREIRA, 2013).

2.4.1 CARBONATAÇÃO NATURAL E CARBONATAÇÃO ACELERADA

Os ensaios ao natural, que também recebem o nome de não acelerados, de campo ou de longa duração, têm como princípio básico a exposição de amostras de concreto em ambiente de degradação natural, conforme o uso a que se destinam, em ambiente protegido ou desprotegido das intempéries (POSSAN, 2004).

Os estudos da carbonatação através do método natural são ainda pouco utilizados em pesquisas, já que as reações decorrentes da difusão do CO_2 nos poros com os compostos alcalinos dos produtos de hidratação são relativamente lentas nas estruturas de concreto em dado ambiente. Isso ocorre, porque a sua concentração no ar é baixa (aproximadamente 0,04% em atmosferas normais), resultando num processo que, muitas vezes, torna inviável o tempo de espera para a determinação da velocidade de carbonatação, que pode levar até 20 anos (POSSAN, 2010).

Muntean *et al.* (2005) *apud* Tasca (2012) elaboram uma ampla reflexão sobre os ensaios naturais e acelerados. Os autores ratificam que os ensaios acelerados não podem ser extrapolados para a exposição natural através da simples mudança de escala de concentração de CO_2 .

Possan (2004) apresentou os resultados obtidos de concretos confeccionados por Kulakowski (2002) e Vieira (2003), com e sem adição de sílica ativa, com relações a/agl de 0,30 0,45 e 0,80, expostos a carbonatação natural em

ambiente não protegido das intempéries durante sete anos, e apenas os concretos com maior relação a/ag revelaram carbonatação (TASCA, 2012).

O modo de exposição das amostras no processo de neutralização natural é relevante, já em que fatores como o teor de dióxido de carbono no ambiente, a umidade relativa e a temperatura, são importantes para a determinação da carbonatação e têm grande influência nos dados coletados. De acordo com John (1987), comparando ensaios acelerados e naturais, os naturais oferecem vantagens em relação à interação real com o meio ambiente, a exposição às intempéries e a possibilidade de avaliação da degradação. Como desvantagens, o autor aborda o longo período necessário para a realização dos ensaios e obtenção dos resultados, as mudanças do ambiente de exposição ao longo do tempo e as alterações nas características dos materiais, em virtude da evolução tecnológica.

Possan (2010) destaca, em relação à previsão da vida útil das estruturas de concreto em ambiente urbano, a ASTM E 632 (1996), que recomenda a utilização de ensaios não acelerados – ao natural – ou, então, que os ensaios acelerados sejam correlacionados com resultados obtidos em estruturas reais ou em ensaios de degradação natural (TASCA, 2012).

O fenômeno da carbonatação ainda pode ser analisado em ambientes com condições controladas de umidade relativa, temperatura e concentração de CO₂, processo denominado de ensaio de carbonatação acelerada. Os ensaios acelerados em concreto simulam um processo de neutralização da camada de cobrimento com intensidade superior à esperada em condições normais de serviço. Geralmente, são desenvolvidos em laboratório, tendo como principal objetivo reduzir o tempo necessário para que ocorra a deterioração do concreto devido a algum processo de degradação específico (POSSAN, 2010).

De acordo com Isaia (1999), para efeito de estudo comparativo entre tipos diferentes de concreto ou de fatores intervenientes, as pesquisas de laboratório empregam ensaio acelerado em câmaras condicionadas com atmosfera rica em dióxido de carbono, com o objetivo de acelerar as reações de carbonatação. A variação das taxas utilizadas nos ensaios acelerados influi no resultado final, de modo que as conclusões encontradas, quando se emprega determinada concentração de dióxido de carbono em um experimento, são restritas àquelas condições de ensaio.

Pesquisas relativamente recentes afirmam que teores muito elevados de CO_2 em câmaras condicionadas modificam a microestrutura do concreto, especialmente, a dos silicatos. O trabalho apresentado por Castellote *et al.* (2008) mostra que teores de concentração de CO_2 acima de 3% modificam a estrutura dos silicatos e, conseqüentemente, a microestrutura dos compostos hidratados da pasta cimentícia.

Relacionar ensaios acelerados e ensaios de condições naturais de exposição ainda é um tema de grande relevância e de difícil comparação de resultados com certa legitimidade. Isso ocorre, porque, nos ensaios acelerados, procura-se normalizar o ensaio, utilizando teores de CO_2 , umidade e temperatura constantes, enquanto, no ensaio em escala de grandeza natural, as estruturas de concreto estão expostas a condições ambientais diferentes, variáveis e cíclicas.

Ho e Lewis (1987) *apud* Barin (2008) sugerem, para ensaio acelerado com 4% de CO_2 , 50% de umidade relativa do ar e cura prévia de sete dias a 23° , que a relação de 1 semana em câmara condicionada equivale a 1 ano de ensaio natural nas condições ambientais normais. Porém, é uma sugestão dos autores, já que ainda é difícil considerar uma relação precisa entre o ensaio de carbonatação acelerada e condições ambientais normais, devido ao grande número de fatores que influenciam no resultado final. É de grande relevância o conhecimento das relações que interligam os resultados dos ensaios de carbonatação acelerada e natural, em vista das alterações sofridas pela microestrutura do concreto, quando a concentração de CO_2 aumenta acima de um dado limite.

Segundo Baroghel-Bouny *et al.* (2008) *apud* Tasca (2012), a representatividade dos ensaios de desempenho baseados no envelhecimento acelerado, em relação aos fenômenos que ocorrem em condições reais, são suscetíveis à evolução de microestrutura e de propriedades diferentes em comparação ao envelhecimento natural. Em seu estudo, os autores afirmam que foram observadas modificações estruturais em concretos submetidos a ensaios de carbonatação acelerada com altos teores de dióxido de carbono, já que forma-se uma capa de CaCO_3 ao redor dos cristais de Ca(OH)_2 , impedindo a carbonatação total.

2.4.2 ENSAIOS DE MEDIDA DE PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

Existem vários métodos de ensaio para determinar a profundidade de carbonatação, dentre eles: a difração de raios-X, análise térmica diferencial, espectroscopia por infravermelho, termogravimetria, microscopia eletrônica de varredura e indicadores ácido/base, isto é, indicadores de pH (TASCA, 2012).

Dos métodos citados, o de indicadores de pH é o mais utilizado, já que é de fácil execução e baixo custo, podendo-se utilizar as soluções de fenolftaleína, timolftaleína e amarelo de alizarina. Destas soluções, a de fenolftaleína é a mais empregada, apresentando uma coloração vermelho-carmim para pH superiores a 9,8 e permanecendo incolor para pH inferiores a 9. Esse ensaio é normalizado pela RILEM, sob a designação CPC-18, para ensaio de laboratório ou de concreto em obras. Ele é executado pela utilização de uma solução com 1% de fenolftaleína, em 70% de álcool etílico e 29% de água destilada. Faz-se o borrifamento dessa solução na superfície dos corpos de prova ou estruturas inspecionadas. Na região carbonatada, observa-se uma coloração vermelho-carmim, já na região sem incidência de dióxido de carbono não há alteração na coloração. A solução indicadora de pH deve ser aspergida na região recém-fraturada do concreto para evitar que o hidróxido de cálcio reaja com o CO_2 presente na atmosfera.

A frente de carbonatação se forma de maneira uniforme, então é necessária a realização de várias medidas em diferentes localizações dos corpos de prova para obtenção de um valor médio, uma vez que a frente de carbonatação não é uniforme. Na Figura 6 é apresentada a imagem de um corpo de prova rompido por compressão diametral e aspergido pela solução indicadora de pH.



Figura 6. Aspersão de fenolftaleína após o rompimento de um CP.
Fonte: Tasca, 2012.

Algumas deficiências são apresentadas no ensaio descrito acima, dentre elas, pode-se citar a falta de exatidão na separação das zonas totalmente não carbonatadas com pH elevado (12) e zonas totalmente carbonatadas com pH baixo (8,5). Assim, a profundidade média detectada pode não traduzir a verdadeira frente de penetração do CO_2 , pois, na faixa de pH entre 8,3 e 10, existe zona de transição que não pode ser medida através do ensaio visual (ISAIA, 1999). Kazmierczak e Zara (1996) *apud* Tasca (2012) ressaltam que a superfície não deve ser serrada, molhada ou apresentar excesso de poeira, pois esses fatores prejudicam a visualização e podem falsear os resultados. Já Teixeira (2002) alerta para a presença de agregado graúdo e a heterogeneidade da pasta, que dificultam a mensuração da frente de carbonatação.

A breve explicação do ensaio de aspersion de fenolftaleína, apresentando vantagens e desvantagens e algumas etapas do ensaio, assim como o que evitar na realização do ensaio, se deve ao fato que, no presente estudo da deterioração do concreto armado por carbonatação será utilizado esse tipo de ensaio, conforme será melhor abordado no item Materiais e Métodos.

2.5 CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

O *FIB Model Code 2010* do *Comité Euro-Internacional du Béton* (CEB), afirma que as estruturas devem ser projetadas, construídas e ocupadas de forma

que, sob a influência do ambiente esperado, elas mantenham segurança, funcionalidade e aparência durante um período de tempo implícito ou explícito sem requerer manutenção ou reparos imprevistos de elevado custo. Rostam (1996) *apud* Braun (2003) resume então, afirmando que uma estrutura pode ser considerada durável enquanto suas funções estão aceitáveis, e que sua vida útil é função do ambiente em que está situada.

Em 2003, quando se atualizou a norma de concreto ABNT NBR 6118:2003, uma das novidades incorporadas na norma foi a definição da durabilidade como um dos requisitos de qualidade de um estrutura. Qualquer edificação de concreto deve resistir às intempéries ambientais. E para isso, é preciso especificar no projeto estrutural o meio ambiente em que o edifício estará imerso, sendo necessário para tal definir uma classe de agressividade ambiental.

Em sua última revisão, a ABNT NBR 6118:2014, conceitua durabilidade: *“Consiste na capacidade da 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”*.

Nesta revisão de 2014 também foi introduzido o conceito de vida útil de projeto: *“6.2.1 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.”* Apenas para resumir, o item 7.8 corresponde à inspeção e manutenção preventiva, enquanto o item 25.3 corresponde ao manual de utilização, inspeção e manutenção.

De forma geral, quanto maior for a espessura da camada de concreto sobre o aço, maior será a sua proteção contra a corrosão. Quando o cobrimento é muito fino em relação à agressividade de um ambiente, defeitos na estrutura ocorrem em poucos anos, levando ao deslocamento do concreto, à fissuração intensa e, finalmente, ao desaparecimento das armaduras, à ruptura, deformação e até queda da estrutura.

Para evitar esse tipo de situação tão perigosa, a norma técnica brasileira ABNT NBR 6118:2014 "Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento" estabelece requisitos de qualidade para o concreto empregado nas estruturas, bem

como o cobrimento mínimo das armaduras em função da agressividade do ambiente onde ela foi construída.

A norma estabelece quatro classes de agressividade ambiental, mencionadas a seguir:

- Classe de agressividade ambiental I – Fraca: Estruturas expostas a uma atmosfera mais limpa não sofrem com as agressões químicas decorrentes da poluição urbana, como a chuva ácida, por exemplo. O risco de deterioração da estrutura é insignificante. Por isso, é possível utilizar uma camada menos espessa de concreto sobre as armaduras. Enquadram-se nesse grupo as edificações implantadas em ambientes rurais.
- Classe de agressividade ambiental II – Moderada: Os ambientes classe 2 estão mais expostos a agressões ambientais, como as provenientes do dióxido de carbono e dos cloretos presentes no ar. Mas não há tanta umidade constante e o risco de deterioração da estrutura é pequeno. Nesse grupo enquadram-se as estruturas construídas nas cidades, residenciais e comerciais.
- Classe de agressividade ambiental III – Forte: Nessa categoria estão as edificações expostas à atmosfera marinha, como as construções em cidades litorâneas. Também estão algumas indústrias. Com maior teor de umidade, esse tipo de ambiente possui atmosfera com agentes agressivos mais concentrados. Para se ter uma ideia, a velocidade de corrosão em ambiente marinho pode ser da ordem de 30 a 40 vezes superior à que ocorre em atmosfera rural.
- Classe de agressividade ambiental IV – Muito Forte: Nesse grupo estão as estruturas implantadas em locais úmidos, dentro de indústrias, ou diretamente em contato com a água do mar. Esse tipo de ambiente é extremamente agressivo ao concreto e às suas armaduras. Daí a necessidade de maior proteção.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece, então, no seu item 6.4, subitens 6.4.1 e 6.4.2, a agressividade do ambiente:

“6.4.1 A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

6.4.2 Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 6.1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes”.

As classes de agressividade ambiental são demonstradas na Tabela 10.

Tabela 10. Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{a b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a b}	Grande
IV	Muito Forte	Industrial ^{a c} Respingos de Maré	Elevado

^a 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 serviços de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b 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 da chuva em ambientes predominantemente secos ou em regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A ABNT NBR 6118:2014 também especifica o concreto de cobrimento, conforme Tabela 11.

Tabela 11. Cobrimento nominal.

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

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

^b 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 alto desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal > 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgotos, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes químicos e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal > 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Como será realizada uma comparação no presente trabalho de conclusão de curso entre diferentes ambientes (com distintas classes agressividade ambiental e riscos de deterioração das estruturas), o item estudado no presente capítulo representa uma fundamental importância no estudo proposto.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

É demonstrado neste capítulo como foi realizada a execução do presente estudo, tanto na forma teórico-científica como na parte do estudo de campo, apresentando os materiais utilizados, os mecanismos e a metodologia do trabalho.

3.1 CORPOS DE PROVA

Os corpos de prova foram elaborados com o intuito de análise do envelhecimento natural do concreto em diferentes classes de agressividade ambiental, levando em consideração alguns fatores de degradação. No que se refere a esse trabalho de conclusão de curso, em especial, o enfoque é a carbonatação natural das estruturas de concreto armado em diferentes ambientes de agressividade, mais precisamente nos das agressividades marinha e de respingos de maré.

Na busca de cumprir os objetivos propostos neste trabalho, foram confeccionados corpos de prova prismáticos de concreto armado com dimensões de 15 cm x 15 cm x 50 cm, que foram expostos na cidade litorânea de Barra Velha/SC. As dimensões dos corpos de prova foram pensadas para simular estruturas de concreto armado como vigas e pilares, mas que também fossem facilmente transportados.

Os locais de exposição dos corpos de prova na cidade foram um edifício situado de frente para o mar, onde foram espalhados os corpos de prova em diferentes lugares dele, e nas pedras da praia de Barra Velha, onde constantemente “batem” ondas. Os locais específicos de cada viga foram mapeados como mostrado na Tabela 12.

A distância entre os ambientes de exposição e a visualização do ambiente de respingos de maré são demonstradas nas Figuras 7 e 8, respectivamente.

Tabela 12. Mapeamento dos corpos de prova analisados

IDENTIFICAÇÃO	CLASSE	LOCALIZAÇÃO
08 ^a	C30	LAJE DO PRÉDIO
10 ^a	C30	APARTAMENTO 5º ANDAR
11 ^a	C30	LAJE DO PRÉDIO
21 ^a	C15	ENTRADA DA GARAGEM
22 ^a	C15	ENTRADA DA GARAGEM
23 ^a	C15	APARTAMENTO 5º ANDAR
24 ^a	C15	RESPINGO DE MARÉ

Fonte: autoria própria.

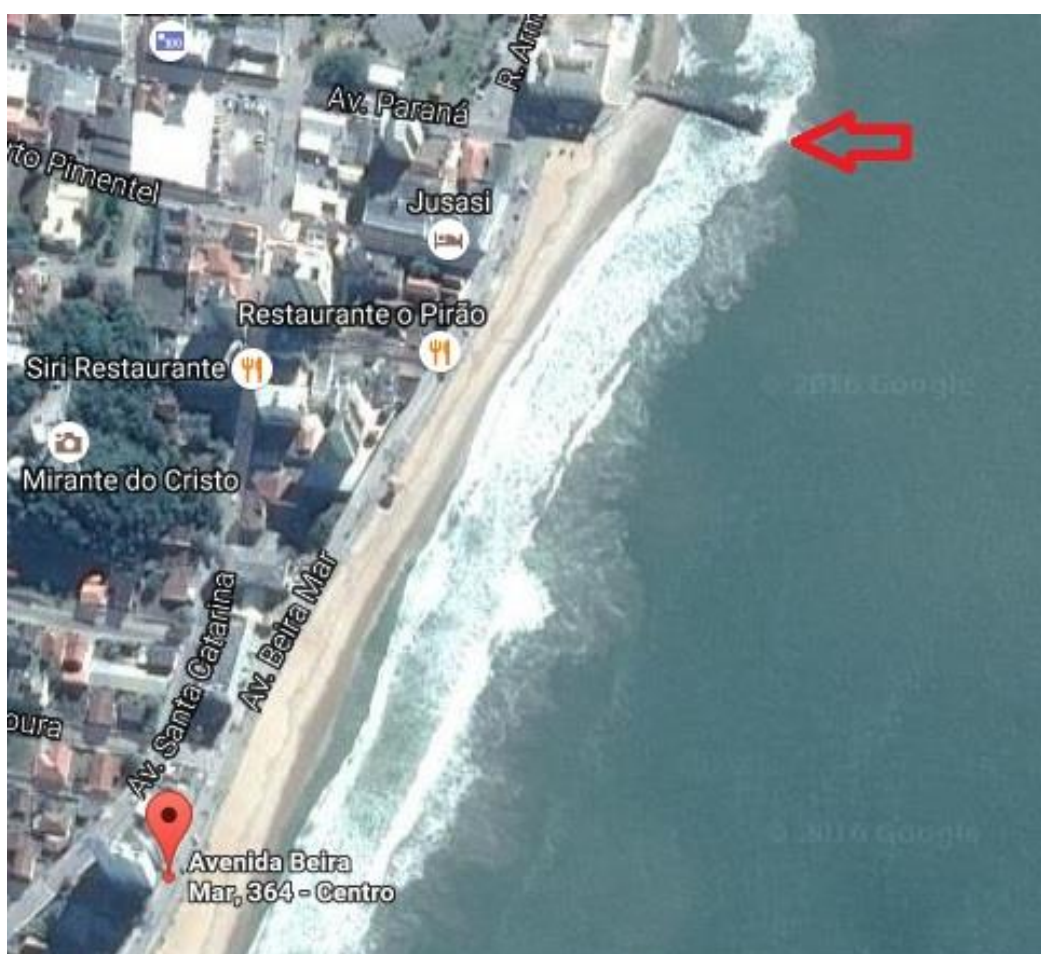


Figura 7. Distância entre os ambientes de exposição.

Fonte: Adaptado de Google Maps, 2016.



Figura 8. Local de exposição (respingos de maré).

Fonte: autoria própria

Quanto à agressividade ambiental, respingos de maré compreendem a classe IV, como mostrado no capítulo anterior, o que representa que estas vigas expostas nas pedras estão sob uma agressividade à estrutura muito forte e risco de deterioração elevado. Já as vigas expostas no edifício se enquadram na classificação de tipo de ambiente marinho, classe de agressividade III, o que significa um risco de deterioração da estrutura grande, devido à agressividade forte.

Os corpos de prova foram confeccionados de acordo com as etapas a seguir:

a) Montagem da forma, sendo utilizado compensado plastificado. A montagem da forma foi realizada no canteiro de obras da UTFPR sede Ecoville;

b) Montagem e colocação da armadura, incluindo estribos e espaçadores. A armadura utilizada é em aço CA-50 12,5mm (1/2");

c) Concretagem dos corpos de provas, aonde foram utilizados dois tipos de concreto diferentes, como descrito abaixo:

- **Concreto convencional fck 15 MPa**

- Cimento CP II-F (164 kg/m³)

- Areia Natural (515 kg/m³)

- Areia Artificial (515 kg/m³)

Brita 1 (1112 kg/m³)
Água (164 l/m³)
Slump (8±2)
Relação água/cimento (1,0)

- **Concreto bombeável fck 30 MPa**

Cimento CP II-F (280 kg/m³)
Areia Natural (492 kg/m³)
Areia Artificial (492 kg/m³)
Brita 0 (926 kg/m³)
Água (195 l/m³)
Slump (12±2)
Relação água/cimento (0,7)

É importante declarar o conhecimento de que as relações água/cimento empregadas não se encontram dentro dos parâmetros estabelecidos por norma. A aplicação das relações água/cimento verificadas tem o intuito de pesquisa acadêmica.

A concretagem das vigas foi realizada numa grande usina de concreto localizada na Cidade Industrial de Curitiba. Nas Figuras 9 e 10 são demonstradas a forma com a armadura e o adensamento do concreto, respectivamente.



Figura 9. Forma e armadura antes da concretagem.

Fonte: autoria própria.



Figura 10. Adensamento do concreto.

Fonte: autoria própria.

3.2 TEMPO DE CURA E TRANSPORTE

Após a confecção das vigas de concreto (corpos de prova), foi necessária uma espera de 28 dias relativa ao tempo de cura do concreto. Os corpos de prova foram alocados, enquanto a cura acontecia, em ambiente protegido do sol.

Passado o tempo de cura, os corpos de provas foram identificados com as devidas informações iniciais de concretagem e com um número para mapeamento e transportados para os locais de análise mencionados no item 3.1.

Como as vigas ficam expostas publicamente, foi também inserida uma identificação de pesquisa da universidade, conforme Figura 11, com o intuito de demonstrar a importância daqueles corpos de prova e inibir um possível dano por parte humana ou até o extravio do material.

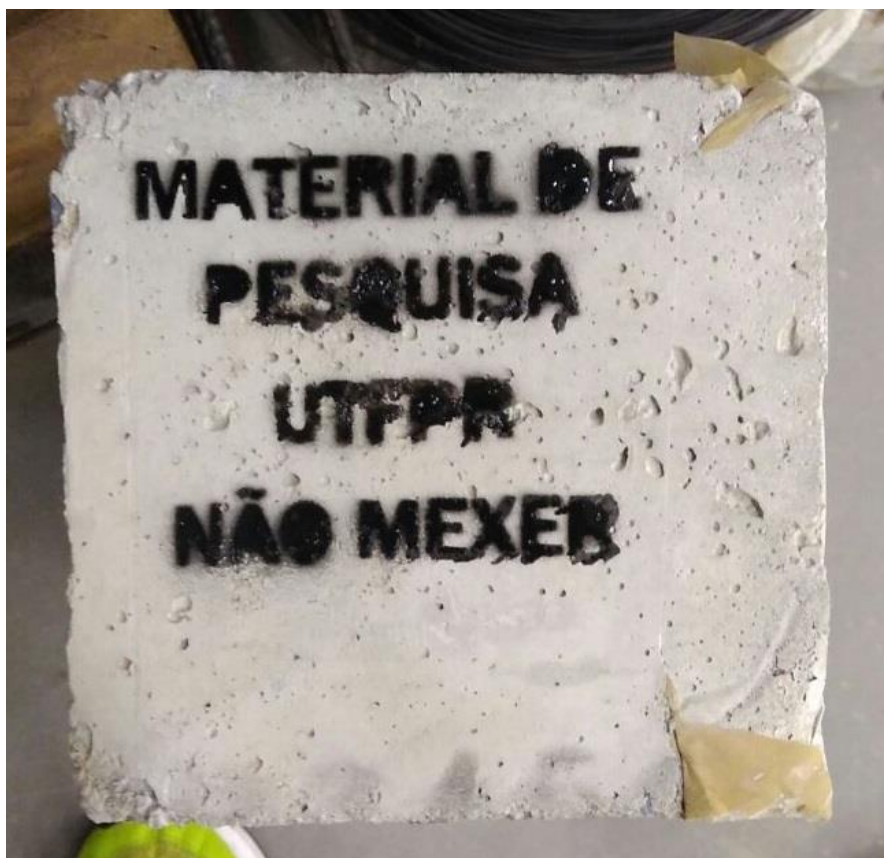


Figura 11. Identificação de pesquisa. Fonte: autoria própria

3.3 AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

Para realizar a avaliação da profundidade de carbonatação, foi retirada uma fatia de 5 cm dos corpos de prova após dois meses de exposição. Esse corte foi realizado por meio de uma cortadora à disco Stihl TS 420, conforme Figura 12, fazendo-se então um corte refrigerado com água, deixando a parte interna do corpo de prova exposta para, em seguida, fazer a aspersão de um indicador de pH à base de fenolftaleína com auxílio de um borrifador.



Figura 12. Exemplo do corte no corpo de prova prismático

Fonte: autoria própria.

O indicador de pH à base de fenolftaleína muda de cor quando o pH reduz abaixo de 10, ou seja, o concreto não carbonatado com pH acima de 12 fica manchado da cor vermelho-carmim e o concreto carbonatado ($\text{pH} < 9$) fica molhado, porém incolor, permitindo a fácil visualização da profundidade de carbonatação, que foi medida nos quatro lados do corpo de prova com auxílio de um paquímetro de precisão 0,01 mm.

Na maioria das vigas foi realizado o borrifamento da solução de fenolftaleína, mas a substância também pode ser aplicada na seção transversal da viga por pincel, conforme demonstrado na Figura 13. Ressaltando que não é necessária a aplicação da fenolftaleína em toda a seção transversal, podendo ser aplicada apenas em alguns pontos dos quatro lados da seção. No caso deste estudo, como foram realizados outros ensaios na mesma seção transversal, com outras substâncias, a fenolftaleína foi aplicada apenas em alguns pontos específicos, conforme também é demonstrado na Figura 13.



Figura 13. Aplicação da fenolftaleína em pontos específicos por pincel
Fonte: autoria própria.

Após os dados da profundidade de carbonatação coletados, foi realizado um comparativo entre a profundidade de carbonatação verificada com concreto C15 e concreto C30, assim como um comparativo entre as duas classes de agressividade analisadas: marinha e respingos de maré. Esse foi o primeiro foco de análise do presente trabalho.

O segundo foco desse estudo em particular, foi o de colocar dados referentes ao estudo desses corpos de prova nos modelos matemáticos apresentados no item 2.2.3, fazendo uma comparação entre os resultados obtidos entre os modelos, uma comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação obtidos no ensaio de campo e obtidos nos modelos matemáticos e uma previsão de vida útil para essas estruturas analisadas.

4 ANÁLISE E RESULTADOS

A seguir é realizada a análise dos resultados encontrados em campo e nos cálculos utilizados nos modelos matemáticos propostos na revisão bibliográfica.

4.1 COLETA DE RESULTADOS EM CAMPO

Por meio de um paquímetro, foram medidas as profundidades de carbonatação (E_c) dos quatro lados da seção transversal cortada de cada corpo de prova, esta medição se faz de fora para dentro, ou seja, começando de cada aresta da face ao interior da face. Com a profundidade de carbonatação nos quatro lados das faces obtidas, foi adotado o maior valor, visto que seria o lado em que mais cedo a profundidade de carbonatação chegaria até a armadura.

Os resultados de profundidade de carbonatação obtidos em cada corpo de prova foram descritos na Tabela 13.

Tabela 13. Valores de profundidade de carbonatação (E_c) encontrados

IDENTIFICAÇÃO	CLASSE	LOCALIZAÇÃO	E_c (mm)
08 A	C30	LAJE DO PRÉDIO	0,00
10 A	C30	APARTAMENTO 5º ANDAR	0,00
11 A	C30	LAJE DO PRÉDIO	0,00
21 A	C15	ENTRADA DA GARAGEM	3,00
22 A	C15	ENTRADA DA GARAGEM	2,25
23 A	C15	APARTAMENTO 5º ANDAR	1,30
24 A	C15	RESPINGOS DE MARÉ	1,60

Fonte: autoria própria.

A primeira análise feita foi a mostrada acima, com os valores de profundidade de carbonatação obtidos com concretos C30 e C15, verificando então, que o concreto C15 apresentou uma ligeira profundidade de carbonatação em dois meses de exposição nas classes de agressividade ambiental marinha e respingos de maré. Já o concreto C30 não apresentou carbonatação alguma em nenhum dos ambientes de exposição.

4.2 MODELOS MATEMÁTICOS

A respeito dos modelos matemáticos, o primeiro passo foi a introdução de valores no modelo matemático mais utilizado, o de Tuutti (1982), sendo feita a comparação entre o valor da profundidade de carbonatação encontrada no ensaio com o valor teórico no qual a equação de Tuutti resulta. Além disso, foi realizada a análise da expectativa de vida útil da estrutura.

Primeiramente foi colocado o resultado da profundidade de carbonatação encontrada por ensaio na equação de Tuutti, juntamente com o valor do tempo de exposição (dois meses), para encontrar o valor do coeficiente de carbonatação k . Com isso, verifica-se o valor da vida útil esperada da estrutura, utilizando a mesma equação de Tuutti, mas isolando o tempo e trocando o valor de x por $(c - x)$, sendo c o cobrimento da armadura.

Por outro lado foi utilizada a equação de Tuutti, mas com o valor da profundidade de carbonatação k encontrada pela equação de Vesikari (1988). A vida útil foi encontrada da mesma forma que no descrito anteriormente.

Na Tabela 14 são apresentados os resultados e a comparação.

Tabela 14. Resultados de vida útil com valores de “ k ” diferentes

ID	CLASSE	Ec ENSAIO (mm)	COBRIMENTO (mm)	K POR TUUTTI	VIDA ÚTIL 1 (anos)	K POR VESIKARI	VIDA ÚTIL 2 (anos)
08 ^a	C30	0,000	-	0	-	5,76	-
10 ^a	C30	0,000	35	0	-	5,76	37
11 ^a	C30	0,000	40	0	-	5,76	48
21 ^a	C15	3,000	33	7,35	17	14,34	4
22 ^a	C15	2,250	-	5,51	-	14,34	-
23 ^a	C15	1,300	30	3,18	81	14,34	4
24 ^a	C15	1,600	34	3,92	68	14,34	5

Fonte: autoria própria.

Como se pode ver acima, os valores encontrados utilizando o coeficiente de carbonatação proposto pela equação de Vesikari (1988) são bem diferentes se comparados aos valores todos obtidos pela equação de Tuutti (1982). Conforme descrito na revisão bibliográfica, para o modelo de Vesikari, os coeficientes de carbonatação são confiáveis se a relação a/c do concreto se encontrar entre 0,45 e 0,75. No caso do concreto C15, a relação a/c é de 1,0, o que extrapola essa “margem de confiabilidade” e distorce os valores do coeficiente de carbonatação.

Visto isso, pode-se dizer que os valores de vida útil encontrados utilizando o coeficiente de carbonatação pela equação de Vesikari (1988) não são confiáveis para o concreto de classe C15.

Para concreto de classe C30, não foi possível encontrar os valores do coeficiente de carbonatação pela equação de Tuutti porque o concreto não carbonatou nos dois primeiros meses de exposição. Utilizando a equação de Vesikari obteve-se valores condizentes com a realidade, visto que a relação a/c do concreto classe C30 se encontra dentro dos parâmetros adequados para utilização da equação.

Ressalta-se que os corpos de prova de identificação 08 A e 22 A não possuem armadura, o que impede o cálculo da previsão de vida útil por Tuutti, visto que o cobrimento da armadura era fundamental ao cálculo. A análise é feita em função de quando a frente de carbonatação chega à armadura.

Uma segunda análise em relação aos modelos matemáticos é referente à previsão de profundidade de carbonatação com dois meses de exposição e sua comparação com a profundidade de carbonatação verificada em ensaio com os dois meses. Foi separada em concreto de classe C15 exposto em ambiente protegido (C15-P), concreto de classe C15 exposto em ambiente desprotegido (C15-D) e concreto de classe C30 exposto em ambiente protegido (C30-P), a média da profundidade de carbonatação nos dois meses de exposição verificada no ensaio se encontra destacada na Tabela 15. O comparativo segue abaixo:

Tabela 15. Comparativo Ensaio x Previsão (mm)

MODELO	C15-P	ENSAIO	C15-D	ENSAIO	C30-P	ENSAIO
MODELO DE TUUTTI (1982)	3,00		3,00		3,00	
MODELO DE SMOLCZIK (1969)	2,56		2,56		2,56	
MODELO DE HAMADA (1969)	0,11		0,11		0,11	
MODELO DE SMOLCZIK (1976)	4,30		4,17		2,17	
MODELO DE HO e LEWIS (1987)	3,00	2,18	3,00	1,60	3,00	0,00
MODELO DE BOB e AFFANA (1993)	2,29		2,29		1,14	
MODELO CEB (1996)	1,76		1,29		1,14	
MODELO EHE (2008)	3,56		1,78		1,52	
MODELO DE POSSAN (2010)	2,30		2,36		0,58	

Fonte: autoria própria.

Conforme verificado na Tabela 15, não se pôde notar um modelo que verificasse em 100% dos casos uma profundidade de carbonatação pelo menos parecida com o que foi visto em ensaio. Para o concreto de classe C15, exposto em ambiente protegido, os modelos matemáticos de Bob e Affana (1993) e Possan (2010) resultaram nos valores mais próximos do valor de ensaio, enquanto que o modelo de Smolczik (1976) resultou no valor mais distante. Para a mesma classe de concreto, mas com exposição em ambiente desprotegido, o modelo EHE (2008) resultou em um valor mais próximo da realidade, enquanto o de Smolczik (1976) resultou, novamente, no valor mais distante. Para concreto de classe C30, os modelos matemáticos não resultaram em valor nulo, conforme ensaio. Os modelos que chegaram mais próximo foram os de Hamada (1969) e Possan (2010).

Uma terceira análise realizada no estudo foi a verificação da previsão de profundidade de carbonatação ao longo dos anos utilizando nove modelos matemáticos mencionados na revisão bibliográfica e a comparação dos resultados dessa previsão. A análise foi realizada com valores encontrados para 10, 20 e 30 anos de exposição nos ambientes mencionados no capítulo de metodologia.

Primeiramente foi comparada a profundidade de carbonatação dos modelos referente à viga exposta nas pedras da praia de Barra Velha, ou seja, na classe de agressividade ambiental IV (muito forte). A comparação é demonstrada na Tabela 16 e na Figura 14.

Tabela 16. Comparativo da profundidade de carbonatação em respingos de maré (mm)

MODELO	CONCRETO CLASSE C15 - PREVISÃO DE PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO AO LONGO DOS ANOS (RESPINGOS DE MARÉ)		
	10 ANOS	20 ANOS	30 ANOS
MODELO DE TUUTTI (1982)	23,24	32,86	40,25
MODELO DE SMOLCZIK (1969)	28,47	42,81	54,34
MODELO DE HAMADA (1969)	6,72	13,44	20,16
MODELO DE SMOLCZIK (1976)	32,30	45,68	55,95
MODELO DE HO e LEWIS (1987)	23,24	32,86	40,25
MODELO DE BOB e AFFANA (1993)	17,71	25,04	30,67
MODELO CEB (1996)	9,65	13,65	16,72
MODELO EHE (2008)	13,78	19,49	23,87
MODELO DE POSSAN (2010)	18,30	25,88	31,70

Fonte: autoria própria.

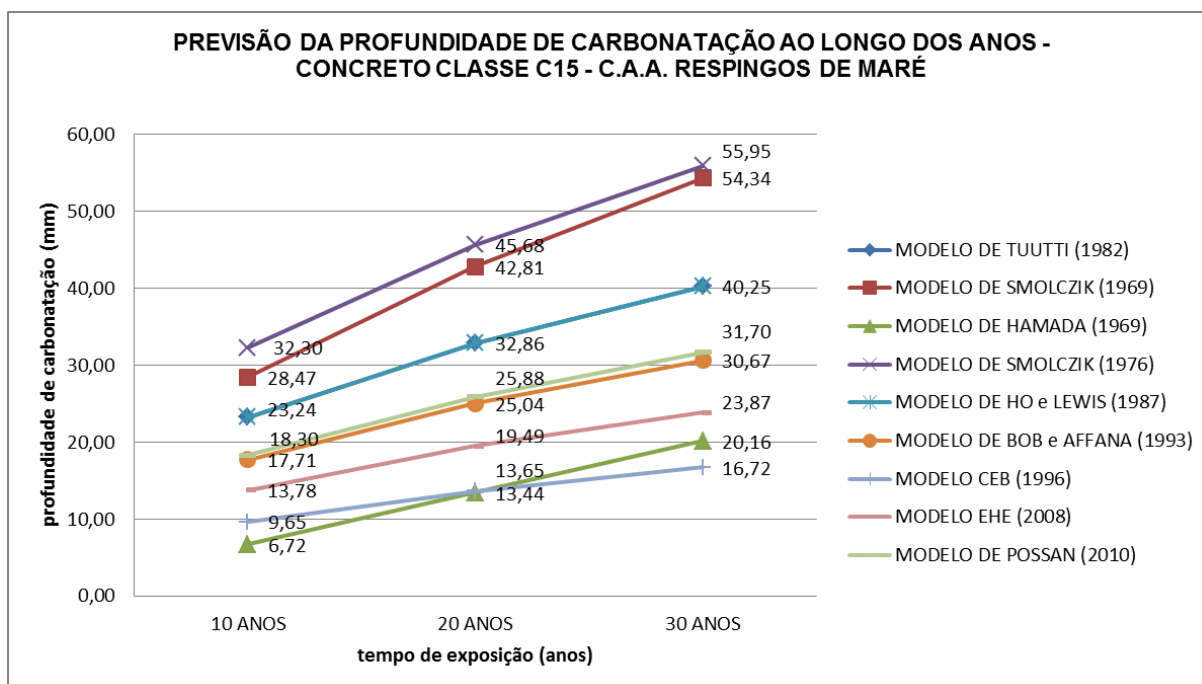


Figura 14. Comparativo da profundidade de carbonatação em respingos de maré.

Fonte: autoria própria.

Como se pode notar na Figura 14, os dois modelos de Smolczik são os que apresentam maiores previsões de profundidade de carbonatação. É possível verificar, também, uma grande diferença de valores entre o maior e o menor resultado.

Como não houve uma carbonatação inicial, os modelos de Tuutti (1982) e Ho e Lewis (1989) apresentaram os mesmos valores, por isso as curvas dos dois modelos estão sobrepostas.

É interessante observar também a proximidade dos valores de profundidade de carbonatação encontrados nos modelos de Bob e Affana (1993) e de Possan (2010), mesmo com o modelo de Possan utilizar muito mais variáveis e ser dezessete anos mais recente.

Após a primeira comparação, especificamente para as condições de agressividade de respingos de maré na classe do concreto C15, foi realizada outra comparação nos mesmos moldes, dessa vez comparando nas condições da classe de agressividade ambiental marinha, mas também com concreto de classe C15. Os resultados são demonstrados na Tabela 17 e na Figura 15.

Tabela 17. Comparativo da profundidade de carbonatação (mm) na C.A.A. marinha

MODELO	CONCRETO CLASSE C15 - PREVISÃO DE PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO AO LONGO DOS ANOS (C.A.A. MARINHA)		
	10 ANOS	20 ANOS	30 ANOS
MODELO DE TUUTTI (1982)	23,24	32,86	40,25
MODELO DE SMOLCZIK (1969)	28,47	42,81	54,34
MODELO DE HAMADA (1969)	6,72	13,44	20,16
MODELO DE SMOLCZIK (1976)	33,32	47,12	57,70
MODELO DE HO e LEWIS (1987)	23,24	32,86	40,25
MODELO DE BOB e AFFANA (1993)	17,71	25,04	30,67
MODELO CEB (1996)	13,65	19,30	23,64
MODELO EHE (2008)	27,56	38,98	47,74
MODELO DE POSSAN (2010)	17,83	25,22	30,89

Fonte: autoria própria.

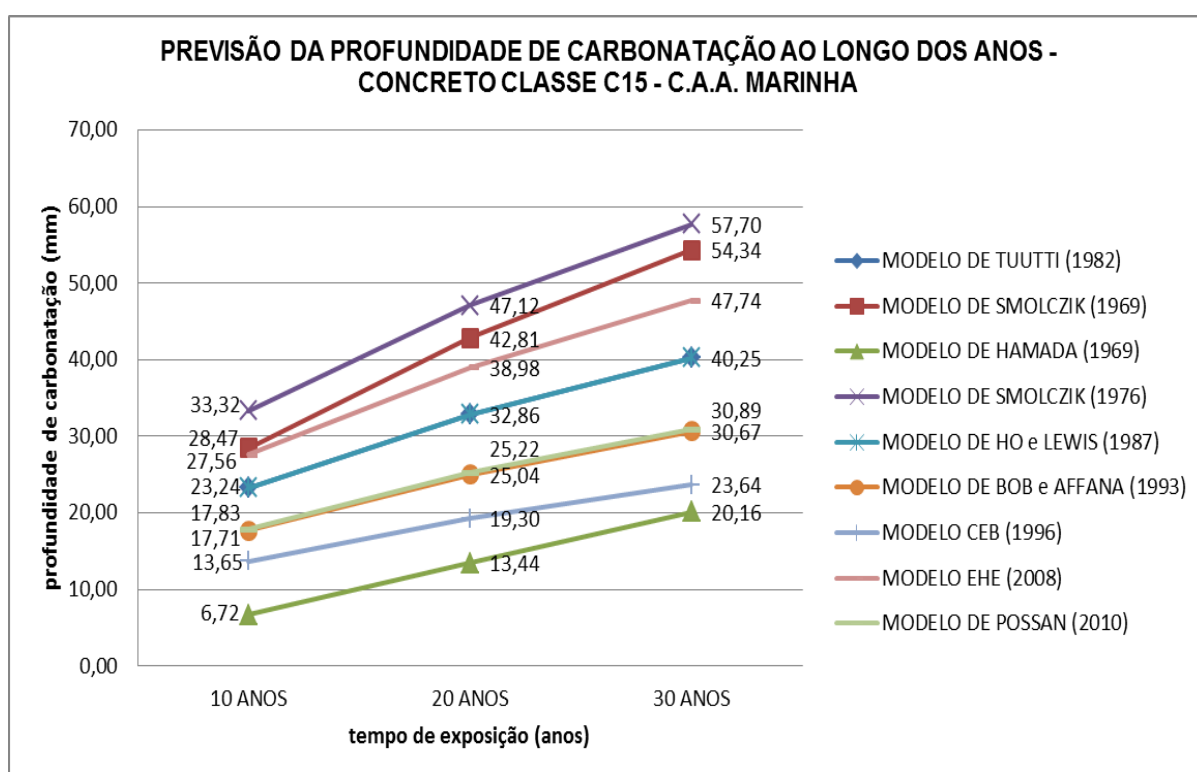


Figura 15. Comparativo da profundidade de carbonatação na C.A.A. marinha

Fonte: autoria própria.

Na Figura 15 é observado o mesmo padrão verificado na primeira análise (com C.A.A. respingos de maré), visto que grande parte dos modelos matemáticos não leva em consideração fatores como tipo de exposição.

As previsões de profundidade de carbonatação nos modelos de Bob e Affana (1993) e Possan (2010) continuam semelhantes, como na primeira comparação.

Os modelos matemáticos CEB (1996) e EHE (2008) foram os que obtiveram uma mudança significativa nos resultados de previsão de profundidade de carbonatação, visto que eles utilizam fatores como tipo de exposição e proteção contra a chuva para chegar ao resultado final.

A terceira comparação teve como base a classe do concreto C30, e, como os corpos de prova expostos na cidade de classe C30 estão, num primeiro momento, apenas no edifício em frente ao mar, ou seja, na classe de agressividade marinha, não é necessária a análise em respingos de maré.

Os resultados desta terceira comparação são apresentados na Tabela 18 e na Figura 16.

Tabela 18. Comparativo da profundidade de carbonatação na C.A.A. marinha para concreto C30

MODELO	CONCRETO CLASSE C30 - PREVISÃO DE PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO AO LONGO DOS ANOS (C.A.A. MARINHA)		
	10 ANOS	20 ANOS	30 ANOS
MODELO DE TUUTTI (1982)	23,24	32,86	40,25
MODELO DE SMOLCZIK (1969)	28,47	42,81	54,34
MODELO DE HAMADA (1969)	4,56	9,11	13,67
MODELO DE SMOLCZIK (1976)	16,84	23,81	29,17
MODELO DE HO e LEWIS (1987)	23,24	32,86	40,25
MODELO DE BOB e AFFANA (1993)	8,85	12,52	15,34
MODELO CEB (1996)	8,86	12,54	15,35
MODELO EHE (2008)	11,74	16,60	20,33
MODELO DE POSSAN (2010)	4,49	6,35	7,78

Fonte: autoria própria.

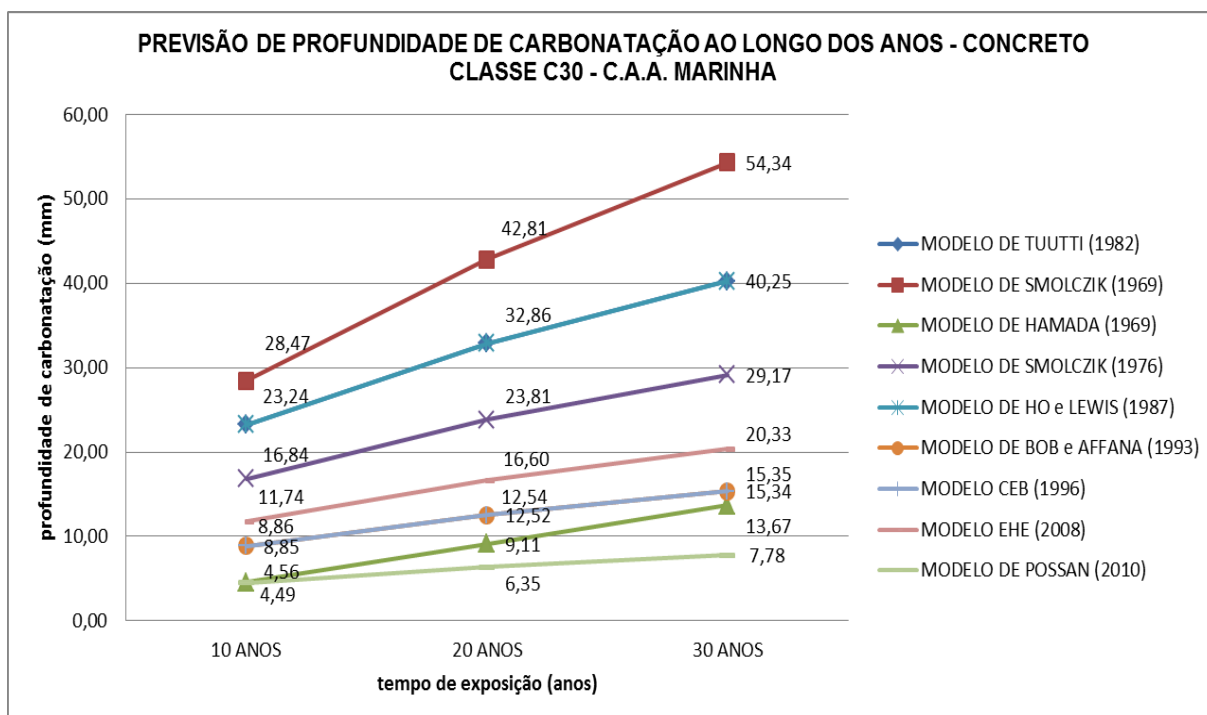


Figura 16. Comparativo da profundidade de carbonatação na C.A.A. marinha para concreto C30
Fonte: autoria própria.

Analisando os resultados acima, verifica-se que a profundidade de carbonatação apenas não variou com o aumento da classe do concreto em três modelos matemáticos, visto que eles não utilizam a resistência do concreto como parâmetro de entrada de dados. Nos demais modelos houve variação, mas a diferença entre o maior resultado para o menor resultado continuou expressiva.

A previsão do modelo matemático de Possan (2010) obteve os menores resultados com o passar dos anos, muito abaixo dos valores obtidos no modelo de Tuutti (1982), por exemplo, mas o modelo mais antigo não leva em consideração a resistência do concreto, como dito anteriormente e apresenta um valor significativamente acima de todos os outros modelos, com exceção do modelo de Smolczik (1969). Desta vez, o modelo de Bob e Affana (1993) obteve resultados quase idênticos aos do modelo CEB (1996), com as curvas no gráfico ficando sobrepostas.

Nos três gráficos verificados, não se pôde obter consenso entre os valores obtidos nos vários modelos analisados, mas foi verificado que os modelos baseados apenas na raiz quadrada do tempo resultaram em valores acima da média, enquanto os outros modelos, que utilizam mais fatores de entrada, mesmo que não resultando em valores equivalentes, se aproximam entre si.

5 CONCLUSÕES

A frente de carbonatação resultante nos dois primeiros meses de exposição nas vigas (corpos de prova) analisadas se deu de maneira esperada quando comparada a classe do concreto. No concreto de classe C15, com relação água/cimento de 1,0, se pôde analisar que, mesmo numa exposição por um tempo relativamente curto, de dois meses, o concreto já obteve uma ligeira frente de carbonatação. Já o concreto de classe C30, relação água/cimento de 0,7, não resultou em nenhum valor de frente de carbonatação, mesmo com a leitura em paquímetro de precisão 0,01 mm.

A explicação para o ocorrido acima é que um concreto de maior resistência é mais compacto, então dificulta a entrada de agentes agressivos, como o dióxido de carbono. A análise pela relação água/aglomerante se caracteriza da mesma maneira, pois quanto maior a proporção de água, mais porosidade deve compor a estrutura e mais facilidade os agentes agressivos têm para entrar na mesma.

Com relação ao comparativo entre as duas classes de agressividade ambiental nas quais os corpos de prova ficaram em exposição (marinha e respingos de maré), os resultados obtidos também se encontraram dentro do esperado, não foi verificada uma diferença expressiva entre as profundidades de carbonatação nos dois ambientes, entretanto essa frente de carbonatação foi maior na agressividade marinha que na agressividade de respingos de maré. Tanto as vigas expostas na entrada da garagem do edifício quanto as expostas no 5º andar do edifício resultaram em uma profundidade de carbonatação superior a encontrada nas pedras da praia. Ressaltando que essa comparação é apenas para concreto de classe C15, já que até o momento não foi ensaiado com vigas de classe C30 nas pedras da praia.

Uma maneira de explicar o ocorrido acima, é que a viga exposta nas pedras da praia se encontra numa agressividade muito forte, mas essa agressividade é resultante muito mais da ação de íons cloreto trazidos pela água salgada, e não por penetração de dióxido de carbono na estrutura, até porque o local de exposição fica um pouco afastado das vias de tráfego e de máquinas diversas que funcionam à combustão.

Entre as vigas de classe C15 em exposição, se pôde notar que a profundidade de carbonatação foi quase a metade na viga exposta em ambiente protegido no 5º andar do edifício se comparado com as vigas da entrada da garagem do edifício, localizada no térreo. Isso é devido justamente à maior proteção na qual a viga do 5º andar se encontra do CO₂, já que a garagem é um ambiente onde emitem constantemente o dióxido de carbono, devido aos automóveis dos moradores do edifício.

No que tange os modelos matemáticos, a intenção de introduzi-los no presente estudo não foi a de estabelecer um modelo mais adequado ou menos adequado ao caso, e sim, apresentá-los e realizar análises e comparativos entre eles, conforme foi feito.

O modelo clássico de Tuutti (1982) obteve valores de frente de carbonatação maiores que vários outros modelos descritos, já que não considera fatores de condições ambientais e resistência do concreto, por exemplo, sendo apenas função da raiz quadrada do tempo de exposição, assim como os modelos de Smolczik (1969) e Ho e Lewis (1987).

O modelo brasileiro de Possan (2010) requer vários fatores de entrada, sendo um pouco mais complexo que os outros descritos, porém apresentou valores parecidos com outros modelos nas análises verificadas, como o de Bob e Affana (1993) nas análises da frente de carbonatação do concreto de classe C15 de agressividades marinha e respingos de maré.

Os modelos matemáticos do CEB (1996) e da EHE (2008) se mostraram suscetíveis a fatores de exposição, obtendo mudança significativa de valor de profundidade de carbonatação quando se alteram fatores como tipo de exposição (interna e externa) e proteção contra a chuva, por exemplo.

Devido à variação de fatores presentes em cada modelo matemático apresentado, verificou-se uma diferença significativa entre os valores de profundidade de carbonatação resultantes, o que não diminui a importância de nenhum modelo estudado, sendo todos fundamentais para análises específicas futuras na busca de um modelo que represente com exatidão a previsão de frente de carbonatação e a vida útil das estruturas de concreto.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 238 p. Rio de Janeiro, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM E 632: **standard recommended practice for developing short term accelerated test for prediction of the service life building components and materials**. Philadelphia, 1978, rev. 1982, reapproved, 1996.

ANDRADE, C. **Vida útil das estruturas de concreto**. In: II Simpósio sobre durabilidade das estruturas de concreto (em conjunto com o 57º Congresso Brasileiro do Concreto). Bonito/MS, 2015.

BAKKER, R. F. M. Initiation period. In: Schiessl, P., ed. **Corrosion of steel in concrete**. Cap. 3, p.22-55. London, Chapman and Hall, 1988.

BARIN, D. S. **Carbonatação e absorção capilar em concretos de cimento Portland branco com altos teores de adição de escória de alto forno e ativador químico**. 2008. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

BRAUN, V. **Influência das condições de moldagem e cura nas características do cobrimento de diversos concretos**. 2003. 203 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003.

CADORE, W. W. **Estudo da carbonatação da camada de cobrimento de protótipos de concreto com altos teores de adições minerais e cal hidratada**. 2008. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

CARMONA, T. G. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. 2005. 103 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. Goiânia, Editora UFG/São Paulo, 1997.

CASCUDO, O.; CARASEK, H. **Ação da carbonatação no concreto**. In: ISAIA, G. E. *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1. Ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto. V. 2. 1984p, 2011.

CASTELLOTE, M., FERNANDEZ, L., ANDRADE, C., ALONSO, C. **Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO₂ concentrations**. *Materials and Structures*, v. 42, n. 4, 2008.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading**. Paris, 1983. (Bulletin d'Information, 162).

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **New approach to durability design: an example for carbonation induced corrosion**. Bulletin 238, 1997.

FELIX, E. F. **Desenvolvimento de software para a estimativa da profundidade de carbonatação, vida útil e captura de CO₂ de estruturas de concreto empregando RNA's**. 2015. 75 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Centro Interdisciplinar de Tecnologia e Infraestrutura, Universidade Federal da Integração Latino-americana, Foz do Iguaçu, 2015.

FERREIRA, M. B. **Estudo da carbonatação natural de concretos com diferentes adições minerais após 10 anos de exposição**. 2013. 197 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.

FIB – FEDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Model Code 2010** (First complete draft), Bulletin 55, vol. 1 "Materials". Lausanne, 2010.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231 f. Tese (Livre Docência). Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo, 1993.

HO, D. W. S.; LEWIS, R. K. **Carbonation of concrete and its prediction**. *Cement and Concrete Research*. v. 17, p. 489-504, 1987.

HOPPE, A. E. **Carbonatação em concreto com cinza de casca de arroz sem moagem**. 2008. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

HOUST, Y. F.; WITTMANN, F. H. **Deph profiles of carbonates formed during natural carbonation**. Cement and Concrete Research, v. 32, n. 12, p. 1923-1930, 2002.

ISAIA, G. C. **Carbonatação do concreto: uma revisão**. Santa Maria, 41p. 1999.

IZQUIERDO, L. D. **Bases de diseño para un tratamiento probabilista de los procesos de corrosión de la armadura en hormigón**. Tese (Doutorado). Universidad Politécnica de Madrid, Canales y Puertos. 2003.

KAZMIERCZAK, C. S. **Contribuição para a análise da eficiência de películas aplicadas sobre estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção contra a carbonatação**. 168 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

KULAKOWSKI, M. P. **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa**. 2002. 199 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3. ed. São Paulo: IBRACON. 674 p, 2008.

NEVILLE, A. M. **Propriedade do Concreto**. São Paulo, Editora Pini, 738 p, 1982.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 2ª ed. São Paulo. PINI, 1997.

NGALA, V. T., PAGE, C. L. **Effects of Carbonation on Pore Structure and Diffusional Properties of Hydrated Cement Pastes**. Cement and Concrete Research. Vol. 27. Nº 7. pp.995-1007. USA. 1997.

OLLIVIER, J. P. VICHOT, A. **La Durabilité des Bétons: Bases Scientifiques Pour la Formulation de Bétons Durables Dans Leur Environnement**. 1ª Ed. Ponts et Chaussées (Presses). V. 1. 868 p. 2008.

PAPADAKIS, V. G. **Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress**. Cement and Concrete Research, v. 30, p.291-299, 2000.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. **Fundamental concrete carbonation model and application to durability of reinforced concrete**. In: Durability of Building Materials and Components, 1990, Brighton. Proceedings... London, p. 27-38, 1991.

PARROT, L. J. **A review of carbonation in reinforced concrete**. Cement and Concrete Association report, 1987.

PAULETTI, C. **Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e de modelos de predição**. 2009. 285 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

PINA, F. B. C. **Resistencia à carbonatação de argamassas de reparação para estruturas em betão armado: Estudo de argamassas cimentícias e cimentícias modificadas com polímeros**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.

POSSAN, E. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. 2004. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. 265 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

POUEY, M. T. F. **Beneficiamento da Cinza de Casca de Arroz residual com vistas à produção de cimento portland e/ou pozolânico**. 2006. 345 p. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

RAMEZANIANPOUR, A. A., TARIGHAT, A., MIYAMOTO, A. **Concrete Carbonation Modelling and Monte Carlo Simulation Method for Uncertainty Analysis of Stochastic Front Depth**. Mem Fac Eng Yamaguchi Univ. Vol. 50. Nº 2, 2000. Disponível em <<http://memoirs.lib-e.yamaguchi-u.ac.jp/502/09.pdf>> Acesso em: 15 out. 2015.

RILEM. **Measurement of hardened concrete carbonation depth CPC-18**. Revista Materials and Structures. V. 17, nº 102. 1988.

SAETTA, A.V.; SCHREFLER, B.A.; VITALINI, R.V. **The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous materials**. Cement and Concrete Research, v.26, n.10, p.1479-1484, 1993.

SILVA, V. M. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida**. 2007. 306 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

TASCA, M. **Estudo da carbonatação natural de concretos com pozolanas: monitoramento em longo prazo e análise da microestrutura**. 2012. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2012.

THIÈRY, M. **Modélisation de la carbonatation atmosphérique des bétons - Prise en compte des effets cinétiques et de l'état hydrique**. 2005. 347 f. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 2005.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm, Suécia, 1982.

VAGHETTI, M. A. O. **Estudo da corrosão do aço, induzida por carbonatação, em concretos com adições minerais**. Porto Alegre, 2005, 286 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2005.

VIEIRA, F. M. P. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras em concretos com adição de sílica ativa**. Tese (Doutorado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 246p. 2003.