

THOMAS GARCIA CARMONA

**MODELOS DE PREVISÃO DA DESPASSIVAÇÃO DAS
ARMADURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO SUJEITAS À
CARBONATAÇÃO**

Dissertação apresentada à
Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo
como requisito para
obtenção do Título de
Mestre em Engenharia.

São Paulo
2005

THOMAS GARCIA CARMONA

**MODELOS DE PREVISÃO DA DESPASSIVAÇÃO DAS
ARMADURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO SUJEITAS À
CARBONATAÇÃO**

Dissertação apresentada à
Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo
como requisito para obtenção
do Título de Mestre em
Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Construção
Civil e Urbana

Orientador:
Prof. Titular Dr. Paulo Helene

São Paulo
2005

AGRADECIMENTOS

A meus pais, pela dedicação e paciência intermináveis.

A meus irmãos, em quem me espelho e nos quais sempre encontrarei inspiração.

A toda a minha família.

A Cristiane Mano e família, pela alegria, experiência e compreensão.

Aos artistas, cujo fruto do trabalho é o alimento de minha alma.

A Fernando José Relvas.

Aos professores e amigos da Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Álvares Penteado.

Ao meu orientador Dr. Paulo Helene.

À Dra. Carmen Andrade e ao Dr. Peter Tanner, pela oportunidade.

A todos os meus amigos do CEMCO 2004.

A Carolina Martinez.

A Carlos Arcila.

Aos amigos, funcionários e professores da Escola Politécnica.

A Humberto Benini, Gerusa Aguiar, Tatiana Tuchiya, Manuel Grullon e Marcos Mitre.

À "turma da rua".

A Kawai Sensei e todos os amigos e professores da arte do Aikido.

A Yuriko Yoshioka, Kazuo Ishikawa e Yassussi Nagao.

Aos meus companheiros músicos e todas as "novas criaturas".

A Carmen Diaz Periañez.

A todas as pessoas do Instituto Eduardo Torroja e seu fundador, ainda que invisível.

CARMONA, THOMAS G. Modelos de Previsão da Despassivação das Armaduras em Estruturas de Concreto Sujeitas à Carbonatação. São Paulo, Universidade de São Paulo PCC.USP, 2005 (Dissertação Mestrado)

RESUMO

Este trabalho é iniciado apresentando os conceitos teóricos necessários para o bom entendimento do tema tratado, incluindo corrosão de armaduras, passivação, despassivação, vida útil e também conceitos de análise de riscos e teoria da confiabilidade.

No terceiro capítulo é feita a revisão bibliográfica das variáveis que influem na carbonatação do concreto, apresentando um panorama do conhecimento atual sobre o tema, tanto no Brasil como no exterior.

No quarto capítulo são apresentados e discutidos os modelos de previsão da carbonatação sendo também feitas comparações entre os resultados obtidos pelos modelos principais.

No capítulo cinco é apresentado o trabalho experimental que objetiva contribuir com o conhecimento sobre a variabilidade da carbonatação e dos cobrimentos por meio de um estudo de caso real. A estrutura estudada foi o subsolo de um edifício residencial na zona central da cidade de São Paulo, no qual foram feitas diversas medidas de profundidade de carbonatação, cobrimentos de armaduras, concentração de CO₂ ambiente e umidade relativa do ar.

Os resultados foram tratados por meio de análise de variância e os valores de profundidade de carbonatação foram comparados com os valores previstos empregando modelos de previsão.

Foi realizado o cálculo teórico da probabilidade de despassivação que foi comparada com a incidência real de despassivação observada. Os coeficientes de variação encontrados também foram comparados com os resultados de outras pesquisas atuais.

É apresentado o desenvolvimento de um programa computacional para previsão do período de iniciação por métodos deterministas e probabilistas.

CARMONA, THOMAS G. Prediction Models of the Despassivation of Reinforcement Steel in Concrete Structures due to Carbonation. São Paulo, São Paulo University PCC.USP, 2005 (Master Degree)

ABSTRACT

This work starts presenting the theoretical concepts needed for a good understanding of it's contents, including corrosion of steel in concrete, passivation, despassivation, service life and concepts of risk analysis and reliability theory.

In chapter three it's discussed the several variables that have influence in concrete carbonation, presenting a general view of the knowledge concerning the topic in Brasil and other countries.

Chapter four presents and discuss the prediction models of carbonation and comparisons are made between the results of the main models.

In chapter five it is presented the experimental work that intends to contribute with the knowledge about the carbonation and concrete covers variability by means of a case study. The studied structure was the parking garage of a 30 years residential building, located in the central zone of São Paulo city in Brasil, in witch were made a several number of measurements of carbonation depth, concrete cover, CO₂ concentration and air relative humidity.

The collected data was analyzed using variance analysis and the values of carbonation depth were compared with that estimated using prediction models.

The theoretical calculation of the despassivation probability was compared with the real despassivation incidence.

The variation coefficients obtained were almost compared with the results of other recent investigations.

It is still presented the development of a computer program for predicting the initiation period using deterministic and probabilistic methods.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS

RESUMO

ABSTRACT

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA.....	1
1.2. CENTROS DE PESQUISA E PESQUISADORES DE REFERÊNCIA.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	5
1.4. CONTEÚDO DESTA DISSERTAÇÃO	5
2. CONCEITOS.....	7
2.1. PASSIVAÇÃO DAS ARMADURAS.....	7
2.2. DESPASSIVAÇÃO.....	8
2.3. VIDA ÚTIL.....	10
2.4. DIFERENÇAS ENTRE DESPASSIVAÇÃO E CORROSÃO	15
2.5. ANÁLISE DE RISCOS E TEORIA DA CONFIABILIDADE	16
3. VARIÁVEIS QUE INFLUEM NA CARBONATAÇÃO DOS CONCRETOS DE CIMENTO PORTLAND.....	20
3.1. RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO.....	20
3.2. TIPO DE CIMENTO E ADIÇÕES.....	21
3.3. CONCENTRAÇÃO DE CO ₂ NO AMBIENTE.....	22
3.4. CURA E COMPACTAÇÃO DO CONCRETO.....	22
3.5. UMIDADE	22
3.6. TEMPERATURA	23
3.7. FISSURAÇÃO.....	23
4. MODELOS DE PREVISÃO DA CARBONATAÇÃO.....	25
4.1. TUUTTI (1982).....	25
4.2. SENTLER (1984).....	28
4.3. PARROT (1987).....	29
4.4. BAKKER (1988).....	30
4.5. SCHIESSL (1988).....	31
4.6. PAPADAKIS ET AL. (1989, 1991A, 1991B, 1992).....	33

4.7. THOMAS & MATHEWS (1992).....	37
4.8. CEB (1996).....	38
4.9. HELENE (1997).....	39
4.10. IZQUIERDO (2003).....	42
4.11. ANDRADE (2004).....	44
4.12. OUTROS MODELOS.....	45
4.13. COMENTÁRIOS SOBRE OS MODELOS DE CARBONATAÇÃO.....	46
5. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	52
5.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	52
5.2. PLANO DE AMOSTRAGEM.....	56
5.3. METODOLOGIA DE MEDIDA.....	58
6. RESULTADOS.....	61
7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	62
7.1. PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO.....	62
7.2. COBRIMENTOS.....	66
7.3. UMIDADE RELATIVA DO AR.....	66
7.4. CONCENTRAÇÃO DE CO ₂ AMBIENTE.....	67
7.5. PROBABILIDADE DE DESPASSIVAÇÃO.....	67
7.6. CÁLCULO TEÓRICO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO.....	70
8. SISTEMA COMPUTACIONAL.....	73
9. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	78
9.1. CONCLUSÕES.....	78
9.2. TRANSFERÊNCIA DOS CONHECIMENTOS ADQUIRIDOS.....	79
9.3. SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DOS ESTUDOS.....	80
10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	81
ANEXO 1 – ANÁLISE DE VARIÂNCIA.....	89

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Diagrama de equilíbrio termodinâmico do metal ferro em meio aquoso a 25 °C (POURBAIX, 1974, ampliado por CASCUDO, 1997).....	7
Figura 2.2: Representação do avanço da frente de carbonatação (TULA, 2000).	9
Figura 4.1: Coeficiente de difusão do O ₂ em função da relação água cimento para cimento Portland comum (TUUTTI, 1982).	26
Figura 4.2: Influência da umidade relativa do ar no coeficiente de difusão de O ₂ para algumas relações água cimento.	26
Figura 4.3: Nomograma para previsão do coeficiente de carbonatação k_{CO_2} (THOMAS & MATTHEWS, 1992).....	37
Figura 4.4: Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento com relação à carbonatação em função do tipo de concreto (C10 a C50) e da vida útil de projeto desejada (1 a 100 anos).....	39
Figura 4.5: Relação entre o tipo de concreto e K_{CO_2} em função do tipo de concreto de acordo com HELENE (1997).....	40
Figura 4.6: Profundidade de carbonatação em 50 anos, em função do tipo de concreto segundo os modelos de TUUTTI, PAPADAKIS, CEB, HELENE e THOMAS para as condições ambientais definidas.	50
Figura 4.7: Período de iniciação estimado para um concreto classe 25 em função dos cobrimentos e do tipo de cimento.	51
Figura 5.1: Esquema estrutural em planta do nível térreo do Condomínio Edifício Flávia.....	54
Figura 5.3: Vista geral da garagem.	55
Figura 5.4: Posicionamento típico das medidas nos pórticos transversais.	57
Figura 5.5: Vista de um dos pilares durante a realização dos ensaios.	57
Figura 7.1: Distribuição da profundidade de carbonatação nas vigas.	63
Figura 7.2: Análise de resíduos da profundidade de carbonatação.....	64
Figura 7.5: Incidência de passivação nas vigas.	69
Figura 7.6: Incidência de passivação nos pilares.	70
Figura 7.8: Dispersão da profundidade de carbonatação obtida em campo e comparação com os valores calculados pelo modelo de HELENE.	72
Figura 8.1: Tela principal do programa CARAMBOLA.	74

Figura 8.2: Tela com os resultados da simulação empregando dados do trabalho experimental.....	77
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Categorias de vida útil de projeto para edificações (BSI, 1992).....	13
Tabela 4.1: Grau de hidratação aproximado do cimento portland (BYFORS 1980 apud TUUTTI 1982).	27
Tabela 4.2: Parâmetros dos constituintes majoritários do cimento portland.	36
Tabela 4.3: Volumes diferenciais molares $\Delta\bar{V} \times 10^6$ (m ³ /mol).	36
Tabela 4.2: Valores dos coeficientes de cura e exposição “K ₁ x K ₂ ”.	38
Tabela 4.3: Valores do fator de idade "n" em função da exposição.	39
Tabela 4.4: Proposta de IZQUIERDO (2003) para caracterização estatística do modelo de carbonatação.	43
Tabela 4.5: Proposta de IZQUIERDO (2003) de caracterização estatística dos cobrimentos.	43
Tabela 4.6: Valores recomendados para do índice de confiabilidade β referente ao Estado Limite de Durabilidade (IZQUIERDO, 2003).	44
Tabela 4.7: Comparação da profundidade de carbonatação em 50 anos a partir dos modelos de TUUTTI, PAPADAKIS, CEB, HELENE e THOMAS.	50
Tabela 6.1: Resultados de profundidade de carbonatação.	61
Tabela 6.2: Resultados de cobrimentos.	61
Tabela 6.3: Resultados de Umidade relativa do Ar.....	61
Tabela 6.4: Resultados de Concentração de CO ₂ ambiente.	61
Tabela 7.1: Resultados de profundidade de carbonatação obtidos pelos modelos para o cenário do estudo experimental.....	71

1. INTRODUÇÃO

1.1. Importância e Justificativa do Tema

O concreto armado apesar de ser uma associação inteligente de materiais, ser versátil e durável, está sujeito a vários tipos de deterioração, que podem ser causados por um grande número de mecanismos.

Dentre eles a corrosão de armaduras tem se mostrado o de maior incidência e que maiores prejuízos econômicos tem trazido aos países.

Segundo ANDRADE & GONZALES (1978) os custos econômicos diretos da corrosão são estimados entre 1,25 e 3,5% do produto interno bruto dos países desenvolvidos.

CARMONA & MAREGA (1988), DAL MOLIN (1988) e NINCE (1996) encontraram para o problema da corrosão de armaduras em edificações uma incidência da ordem de 30%.

As armaduras no interior do concreto estão protegidas da corrosão por estarem em um pH alcalino, em torno de 13. Essa condição denominada de passivação pode ser alterada por ação de agentes agressivos como o CO₂ atmosférico ou a presença de íons cloreto.

Às reações químicas entre os componentes do cimento hidratado e o CO₂ se dá o nome de carbonatação. Essas reações provocam a redução do pH da solução intersticial dos poros do concreto e quando atingem a profundidade da armadura a deixam em condições de desenvolver um processo corrosivo.

Nas grandes cidades a corrosão de armaduras induzida pela carbonatação é um problema frequente, a exemplo o resultado de inspeções detalhadas realizadas em 27 escolas públicas na cidade de São Paulo que mostrou que 96% dessas estruturas apresentavam danos relacionados com a carbonatação do concreto (LEVY & HELENE, 2000).

Existem muitos trabalhos que buscam explicar os fatores intervenientes na carbonatação e também desenvolver modelos matemáticos para a previsão do fenômeno (HAMADA, 1968; SMOLCZIK, 1968; HELENE, 1981; TUUTTI, 1982; ANDRADE, 1992).

A tendência atual para a previsão do tempo até a despassivação, ou seja, o tempo necessário até que a carbonatação atinja a armadura no interior da estrutura é combinar os modelos matemáticos decorrentes dos mecanismos de transporte com métodos probabilistas, sendo necessário conhecer os parâmetros estatísticos da carbonatação e também dos cobrimentos de armadura para uma análise mais profícua do problema (HELENE, 1997).

1.2. Centros de Pesquisa e Pesquisadores de Referência

1.2.1. No Brasil

O primeiro trabalho nacional a ser publicado sobre corrosão de armaduras no concreto se deve a HELENE (1981).

Desde então esse pesquisador tem sido responsável por inúmeras publicações importantes na área, incluindo o primeiro livro nacional sobre o tema (HELENE, 1986).

Outros trabalhos importantes no campo da durabilidade das estruturas de concreto tem sido realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo – IPT, como por exemplo o trabalho de CINCOTTO (1972) que se tornou referência para a análise de agressividade da água ao concreto e culminou na norma CETESB L 1007 (1978).

A seguir se apresenta uma relação com alguns dos mais importantes pesquisadores e centros de pesquisa nacionais e que tem desenvolvido estudos sobre corrosão de armaduras e durabilidade das estruturas de concreto:

Profª. Dra. Inês JOEKES (1983) – UNICAMP

Prof. Dra. Idalina Vieira AOKI (1988) – EPUSP

Prof. Dr. Jefferson LIBÓRIO (1989) – EESC USP

Prof. Dr. Carlos Eduardo TANGO (1990) – Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT

Prof. Dr. Mário Morio ISA (1990) - UNESP

Profª. Dra. Zehbour Panossian KAJIMOTO (1991) - Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT

Prof. Dr. Antônio NEPOMUCENO (1992) e Prof. Dr. Elton BAUER (1995) – Universidade de Brasília - UnB.

Prof. Dr. Luiz R. PRUDÊNCIO (1993) – Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC

Prof. Dr. Enio FIGUEIREDO (1994) – Universidade Federal de Goiânia-UFG

Prof. Dr. Cláudio KAZMIERCZAK (1995) – Centro de Ciências Tecnológicas do Núcleo de Pesquisa e Apoio à Indústria da UNISINOS – RS

Profª. Dra. Denise Carpena DAL MOLIN (1995) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Dr. Geraldo ISAIA (1995) – Universidade Federal de Santa Maria-RS

Profª. Dra. Maryangela Geimba de LIMA (1996) – ITA/CTA em São José dos Campos

Prof. Dra. Silvia Maria SELMO (1997) – EPUSP

Prof. Dr. Wellington REPETTE (1997) – UFSC

Prof. Dr. Antonio CARMONA (1998) – Universidade Mackenzie.

Prof. Dr. Leonel TULA (2000) – Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON

Prof. Dr. Osvaldo CASCUDO (2000) - UFG

Dra. Isolda COSTA (2003) – Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares - IPEN

1.2.2. No Exterior

Até a década de 1960 os trabalhos sobre corrosão de armaduras eram segundo CUNHA (2001) esparsos e de divulgação limitada, principalmente devido a entraves políticos e idiomáticos.

No que se refere à carbonatação HAMADA (1968), MEYER (1968) e SMOLCZIK (1968) publicam importantes trabalhos no “5th International Symposium on the Chemistry of Cement”.

Em 1970 a Portland Cement Association – PCA dos Estados Unidos da América publica um importante estudo sistemático sobre corrosão de armaduras.

Em 1976 é publicado o resultados do trabalho do grupo denominado “Corrosion Reinforcing Steel in Concrete – CRC” e que foi iniciado em 1961, pela “Reunion Internationale de Laboratoires D’essais et Materiaux – RILEM”.

Na década de 1970 foram publicados trabalhos significativos sobre a utilização de técnicas eletroquímicas para avaliação da corrosão, como por exemplo STRATFUL (1973) e ANDRADE (1973).

No ano de 1982 é publicado o trabalho de TUUTTI pelo Swedish Cement and Concrete Research e que introduz os conceitos de vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão de armaduras e propõe modelos de previsão do período de iniciação por carbonatação e penetração de cloretos bem como do período de propagação da corrosão.

Em 1985 é publicado pelo American Concrete Institute – ACI o relatório do comitê 222 contendo informações sobre os mecanismos básicos da corrosão.

Na década de 1990 é publicado o “CEB-FIP Model Code” (1993) que introduz conceitos de durabilidade no projeto estrutural. Atualmente o “CEB - Comité Euro-International du Béton” e a “FIP - Fédération Internationale de la Précontrainte” se fundiram em uma única instituição denominada “FIB - Fédération Internationale du Béton”.

O ACI 365 publicou em 2000 o seu relatório de estado da arte sobre previsão de vida útil de estruturas novas e existentes.

Um centro de pesquisa de destaque e que deve ser mencionado é o “Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción – IETCC” da Espanha e que tem contribuído com importantes trabalhos sendo mundialmente reconhecida a pesquisadora Carmen Andrade membro desse instituto.

1.3. Objetivos

Os principais objetivos deste trabalho são:

- a) Realizar um levantamento bibliográfico sobre os modelos de previsão do período de iniciação da corrosão em estruturas de concreto armado sujeitas à carbonatação, discutindo a sua aplicabilidade prática.
- b) Identificar lacunas existentes e que devem ser objeto de pesquisas futuras.
- c) Contribuir com o conhecimento sobre a variabilidade da carbonatação e dos cobrimentos de armaduras necessários para aplicação de métodos probabilistas ou semi-probabilistas de análise de vida útil, por meio de um estudo de caso prático.
- d) Desenvolver um sistema computacional para previsão do período de iniciação por métodos deterministas e probabilistas.

1.4. Conteúdo desta Dissertação

O trabalho se inicia com as justificativas do estudo, um resumo do cenário geral das pesquisas sobre o assunto no Brasil e no exterior e os objetivos pretendidos.

São apresentados os conceitos teóricos necessários ao bom entendimento do trabalho, sendo também discutidas as variáveis que influem na carbonatação do concreto sob o ponto de vista de diversos pesquisadores nacionais e internacionais.

É feita uma revisão dos modelos mais significativos para previsão da carbonatação e também uma discussão crítica sobre os mesmos.

O trabalho experimental objetivou dar uma contribuição aos conhecimentos sobre a variabilidade da carbonatação e dos cobrimentos nas garagens de um edifício

residencial. Esse trabalho é detalhado nessa dissertação, incluindo a descrição da estrutura estudada, o plano de amostragem e a metodologia empregada nas medidas realizadas.

Os resultados obtidos no trabalho experimental são discutidos e também é feito o cálculo teórico da probabilidade de despassivação supondo distribuições normais para a carbonatação e cobrimentos e empregando as médias e coeficientes de variação obtidas no trabalho experimental. Os resultados desse cálculo são comparados com as incidências de despassivação reais encontradas. É feita também a comparação da profundidade de carbonatação calculada e as obtidas experimentalmente.

Um sistema computacional para previsão do período de idespassivação por ação da carbonatação que emprega métodos deterministas e probabilistas foi desenvolvido, sendo todos os conceitos empregados descritos neste trabalho.

Por fim são apresentadas as conclusões e a transferência ao meio técnico além de sugestões para continuidade dos estudos.

2. CONCEITOS

2.1. Passivação das Armaduras

Em geral os metais encontram-se na natureza na forma de óxidos. Para a extração do metal é necessário um processo de redução com introdução de energia. O processo inverso e natural de redução de energia denominado oxidação é conhecido por corrosão e representa a destruição paulatina do metal (ANDRADE, 1992).

A corrosão metálica em meio aquoso é um fenômeno de caráter eletroquímico que supõe reações de oxidação e redução, com a formação de uma corrente elétrica através do metal e uma corrente iônica através do eletrólito em um circuito fechado.

A potencialidade da corrosão depende do pH do meio já que existe interação entre os íons formados nas reações da corrosão com os íons do eletrólito. Assim pode-se estabelecer uma relação entre a diferença de potencial e o pH do meio aquoso (POURBAIX, 1974).

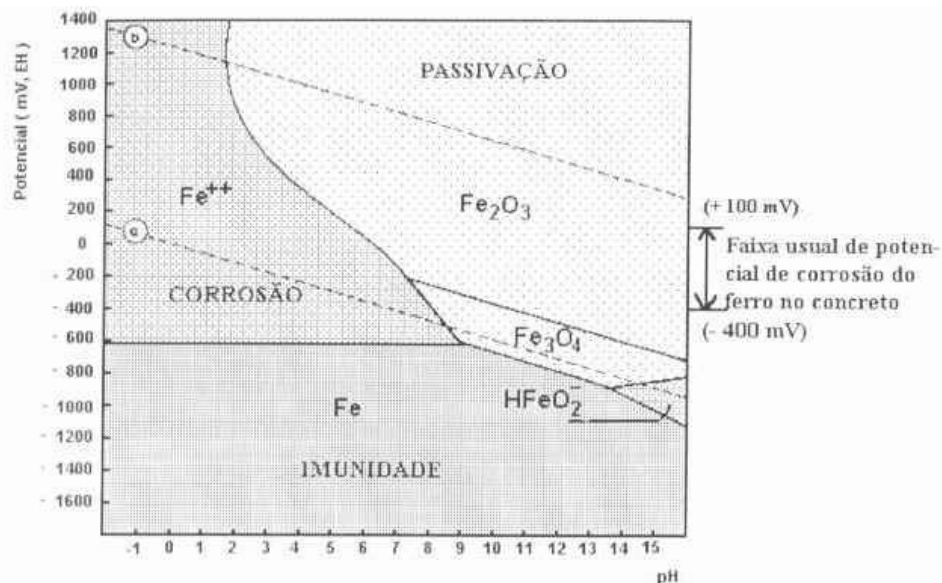


Figura 2.1: Diagrama de equilíbrio termodinâmico do metal ferro em meio aquoso a 25 °C (POURBAIX, 1974, ampliado por CASCUDO, 1997).

Podem-se distinguir três zonas: imunidade, passivação e corrosão. Na zona de imunidade, o metal não se corrói permanecendo estável para qualquer valor de pH. A zona definida como passivação é onde o metal se recobre de uma delgada camada de

óxidos e hidróxidos que atua como uma barreira de proteção impedindo o progresso da corrosão. Na zona de corrosão o pH e o potencial eletroquímico dão condições para que os produtos da camada de passivação não sejam mais estáveis e a corrosão tenha lugar.

A elevada alcalinidade da solução dos poros do concreto favorece a formação e manutenção da camada passivante do aço no interior do concreto.

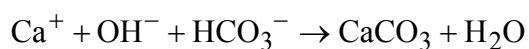
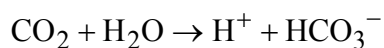
Essa alcalinidade (pH entre 12,5 e 13,5) é obtida principalmente devido à formação da portlandita $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ durante a hidratação do cimento, mas outros álcalis presentes na pasta também contribuem para essa condição.

2.2. Despassivação

A passivação do aço no concreto descrita em 2.1. pode ser alterada quando algum agente externo agressivo penetra para o interior do concreto e altera as condições internas junto à armadura.

Os dois agentes agressivos principais e que podem promover a despassivação das armaduras no interior do concreto são a carbonatação do concreto e a presença de cloretos, embora outros mecanismos como por exemplo a ação de águas ácidas, fungos, fuligem, fissuras, reações expansivas com sulfatos e outros também podem atuar (ANDRADE, 1992; SANJUÁN, 1992).

A carbonatação do concreto faz com que exista uma redução do pH da solução para valores da ordem de 9. As reações químicas simplificadas envolvidas na carbonatação do concreto são as seguintes:



O CO_2 penetra para o interior de concreto predominantemente por um mecanismo de difusão. Os mecanismos de absorção capilar e migração de íons não se aplicam ao caso e dificilmente haverá diferenças de pressão que possibilitem a ocorrência de mecanismos de transporte do tipo permeabilidade (HELENE, 1993).

Essa penetração e reação de carbonatação ocorre gradualmente, fazendo com que exista uma camada carbonatada que aumenta de espessura no decorrer do tempo, essa camada carbonatada é chamada de frente de carbonatação. Isso fica mais claro com a Fig. 2.2.

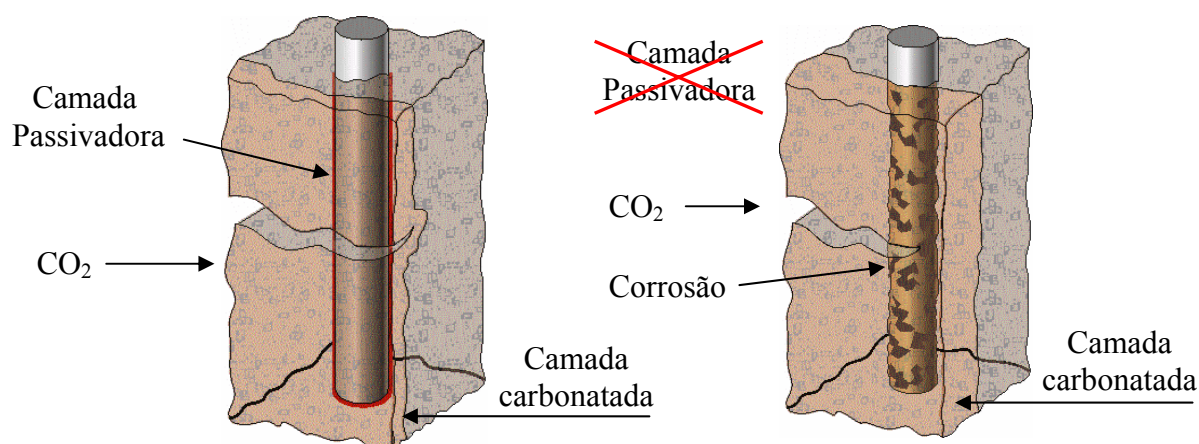


Figura 2.2: Representação do avanço da frente de carbonatação (TULA, 2000).

A presença de cloretos na profundidade da armadura dentro de determinadas concentrações críticas também pode romper pontualmente a camada passivadora do aço.

Os cloretos podem estar presentes por diversos motivos, como por exemplo a contaminação dos materiais constituintes do concreto, o uso de aditivos aceleradores de pega contendo cloretos ou ainda devido à ação agressiva de águas e atmosferas marinhas ou industriais. Os principais mecanismos de transporte envolvidos na penetração de cloretos do meio externo são a difusão, a capilaridade e a permeabilidade.

O presente trabalho será focado na carbonatação do concreto.

2.3. Vida Útil

A primeira conceituação de vida útil para o caso particular da corrosão de armaduras foi proposta por TUUTTI (1982) onde pela primeira vez foram definidos o período de iniciação e o período de propagação da corrosão das armaduras no concreto.

A norma inglesa BS 7543 (1992) dá uma série de conceitos e critérios de projeto para levar em conta a durabilidade e a vida útil das edificações e segundo consta nessa norma sua origem é o capítulo IX do “Code of Practice 3” datado de 1950.

O trabalho de HELENE (1997) apresenta uma revisão completa do conhecimento sobre a vida útil das estruturas de concreto e aponta os rumos futuros da pesquisa e normalização para projeto de estruturas de concreto armado no que se refere à durabilidade.

Um documento posterior é o ACI 365 (2000) que também apresenta o estado da arte na previsão de vida útil incluindo aspectos econômicos e análise de custo de ciclo de vida de estruturas de concreto armado.

Também em 2000 é publicada a primeira versão da norma ISO 15.686 sobre o planejamento de vida útil e que contempla os mesmos tópicos do ACI 365.

Vida útil é comumente definida como o período de tempo no qual a estrutura ou o componente estrutural pode cumprir sua função sem custos importantes de manutenção, ou seja, deverá estar sob manutenção preventiva mas, não deverá sofrer manutenção corretiva durante esse período, em outras palavras não poderá ser objeto de intervenções não previstas (CEB, 1990; BS, 1992; ACI, 2000).

De acordo com o modelo de vida útil de TUUTTI (1982) e ampliado por HELENE (1993), a deterioração por corrosão de armaduras das estruturas de concreto pode ser modelada como um processo que comporta dois estágios (Figura 2.3).

O primeiro estágio, ao qual está associado o período de tempo t_0 , denominado *período de iniciação ou despassivação*, corresponde ao período de tempo que os agentes agressivos do ambiente levam para alcançar a armadura. O segundo estágio é denominado *período de propagação* e está associado ao período de tempo t (t_1 , t_2 , ou t_f) que corresponde ao tempo até a ocorrência de uma deterioração significativa, tanto do ponto de vista estético quanto de segurança, podendo ser o tempo correspondente ao aparecimento de manchas de produtos de corrosão, ao aparecimento de fissuras, à ocorrência de destacamentos do concreto de cobrimento ou até à ruptura parcial ou total da estrutura. A definição de t (t_1 , t_2 , ou t_f) depende muito da definição do nível de deterioração aceitável e portanto é bastante subjetiva.

Assim, a vida útil é igual a $t_0 + t$, sendo t definido arbitrariamente, em função da importância da obra e seu estado em (a) construções novas, (b) construções existentes e em bom estado de conservação ou (c) construções existentes e deterioradas, sendo possível distinguir pelo menos os tipos seguintes:

- . vida útil de projeto
- . vida útil de serviço ou de utilização
- . vida útil total
- . vida útil residual

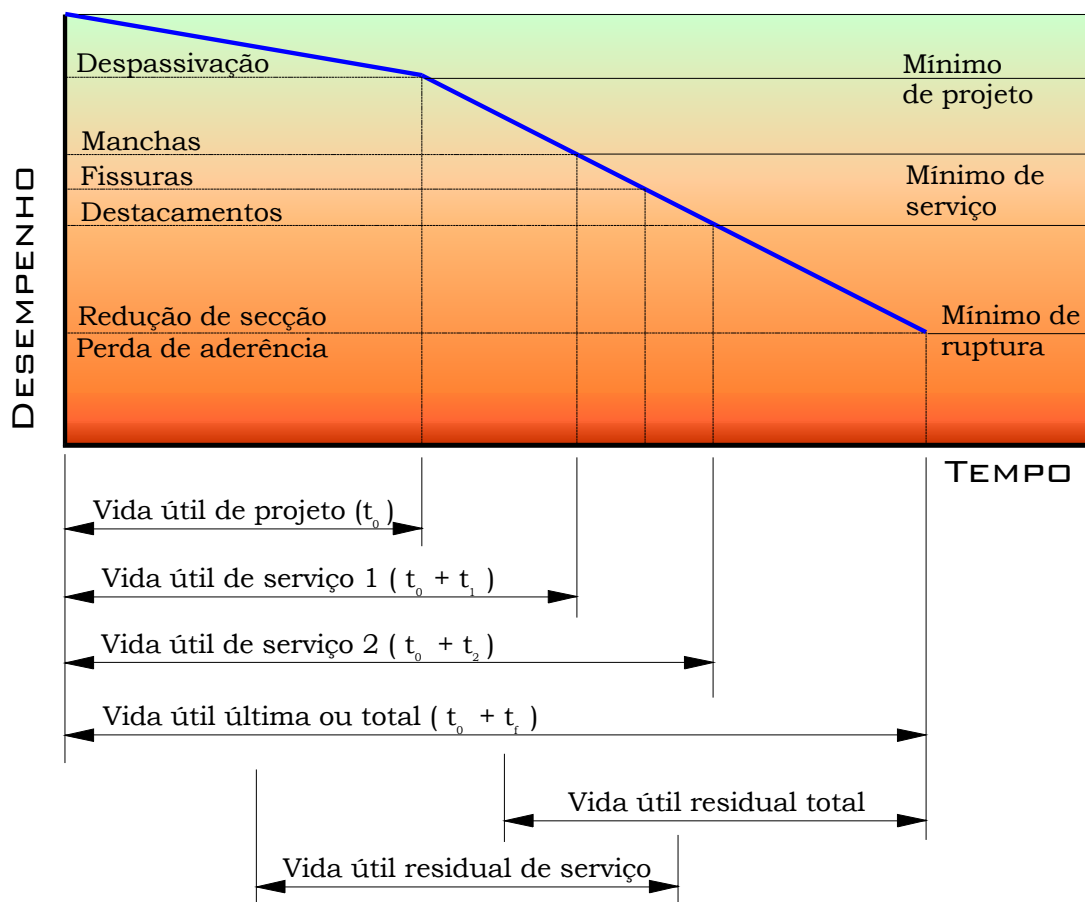


Figura 2.3: Conceituação de vida útil das estruturas de concreto com relação à corrosão das armaduras de TUUTI (1982), ampliado por HELENE (1993).

A vida útil da estrutura de concreto armado deveria ser estabelecida na fase de projeto pelo proprietário e também ser convenientemente documentada (BS, 1992).

Na definição da vida útil de uma estrutura deveriam ser considerados os aspectos seguintes:

- Natureza da agressividade ambiental a que o concreto estará sujeito;
- Mecanismos de degradação do concreto;
- Descrição de sua evolução no tempo;
- Quantificação do grau inaceitável de degradação.

A norma BS 7543 (1992) estabelece categorias de vida útil a serem adotadas no projeto de acordo com o tipo de edificação (tabela 1).

Tabela 2.1: Categorias de vida útil de projeto para edificações (BSI, 1992).

Categoria	Descrição	Vida Útil de Projeto (anos)	Exemplos
1	Temporária	< 10	Galpões não permanentes e edificações para exposições temporárias.
2	Vida Curta	> 10	Salas de aula temporárias; construções para processos industriais curtos;
3	Vida Média	> 30	Maioria das edificações industriais.
4	Vida Normal	> 60	Novos edifícios educacionais e de saúde.
5	Vida Longa	> 120	Edifícios de importância política e outras edificações de alta qualidade.

A vida útil das estruturas de concreto armado pode ser estimada por um dos quatro métodos seguintes:

Empiricamente: Procurando garantir a durabilidade pela especificação de exigências construtivas baseadas em experiências anteriores. Assim é o tratamento da maioria das normas técnicas brasileiras e internacionais desde 1903, sendo o parâmetro principal de durabilidade o cobrimento da armadura de concreto. Na norma nacional a agressividade ambiental e as características do concreto só passou a ser levada em conta em 2003. Nesse método não são consideradas as relações entre estas variáveis e o tempo da vida útil previsto da estrutura.

Com base em ensaios acelerados: Este método foi introduzido em 1978 com a norma ASTM E632 “Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials”, que embora se aplique a componentes da construção pode, mediante algumas considerações de engenharia, ser aplicada à estrutura.

Por modelos numéricos e deterministas: Este método baseia-se nos mecanismos físicos relacionados à deterioração das estruturas e podem considerar particularmente a corrosão da armadura ou a deterioração do concreto. No caso das armaduras os modelos de previsão estão bastante desenvolvidos. Já no caso do concreto ainda não existem modelos matemáticos satisfatórios, sendo apenas possível fazer considerações qualitativas de durabilidade (HELENE, 1997).

O novo Código Técnico de Edificações da Espanha (CTE, 2004) que está em fase de elaboração já apresenta uma metodologia para determinação de cobrimentos e qualidade do concreto em função do tipo de exposição por meio de modelos deterministas, tomando como base a vida útil especificada. Caso não seja definida a vida útil o código recomenda adotar uma vida útil de serviço de 50 anos.

Por modelos probabilistas: Este método é o mais moderno para a análise da durabilidade no projeto estrutural, isto é, para a determinação do cobrimento de concreto à armadura necessário para uma dada vida útil, e seus fundamentos são similares aos dos princípios de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto. Nesse tocante houve um considerável avanço nos últimos anos e é provável que prontamente as normas internacionais já contenham um novo estado limite, chamado estado limite de durabilidade (HELENE, 1997; IZQUIERDO, 2003).

Como se pode observar existe uma clara tendência internacional em se definir explicitamente qual a vida útil das construções e seus componentes.

No âmbito nacional a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto armado NBR 6118 (ABNT, 2003) ainda é omissa quanto à vida útil de projeto a ser empregada, muito embora se tenha dado um importante passo em relação às versões anteriores com a incorporação de um capítulo específico de durabilidade.

Essa norma passou a empregar o método implícito baseado na experiência para tratamento da durabilidade que há muito tempo consta nas normas internacionais como por exemplo a espanhola EHE (Ministerio de Fomento, 1993) e a norte

americana ACI 318 (ACI, 2002). Empregam-se tabelas de classificação ambiental, definição de cobrimentos e características do concreto.

As tabelas da norma brasileira são bastante simplificadas em relação às internacionais deixando algumas lacunas na classificação da agressividade ambiental principalmente no que se refere à agressividade ao concreto.

O projeto de norma do Comitê Brasileiro de Construção: “Desempenho de Edifícios Habitacionais de até Cinco Pavimentos” define em sua versão atual que a vida útil de projeto é o período de tempo no qual o componente deve atender aos requisitos da norma para o nível desempenho especificado pelo fornecedor. Para o nível de desempenho Mínimo, Intermediário e Superior são especificadas as seguintes vidas úteis de projeto para a estrutura: 25, 35 e 50 anos respectivamente (COBRACON, 2004).

2.4. Diferenças entre Despassivação e Corrosão

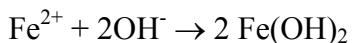
Despassivada a armadura a corrosão só irá ocorrer se as seguintes condições estiverem presentes (HELENE, 1986; ANDRADE, 1992).

Eletrólito: deve existir água suficiente no interior do concreto para atuar como eletrólito capaz de transportar os íons das reações de corrosão.

Diferença de potencial elétrico: deve existir uma diferença de potencial elétrico entre regiões da armadura.

Segundo HELENE (1986) a diferença de potencial na armadura se deve à formação de células diferenciais de umidade, aeração, concentração salina, tensão mecânica ou heterogeneidades na constituição do aço.

Oxigênio: é necessário que exista oxigênio para a reação de corrosão dada pelas seguintes equações:



Existem situações nas quais uma ou mais condições necessárias à corrosão não estão presentes e assim mesmo que a armadura esteja despassivada não existe corrosão, ou existe em velocidades tão baixas que pode ser considerada desprezível.

A existência de revestimentos ou pinturas que protejam a estrutura do ingresso de umidade ou oxigênio ou climas muito secos são exemplos onde tal situação pode ocorrer.

Um fator muito importante quanto à velocidade de corrosão na fase de propagação é a resistividade elétrica do concreto (GONZALEZ; ANDRADE, 1980). Isso se deve ao fato de que uma elevada resistividade do concreto pode restringir o fluxo de íons entre as regiões anódicas e catódicas.

2.5. Análise de Riscos e Teoria da Confiabilidade

Atualmente as normas da maioria dos países emprega o procedimento de projeto conhecido como dos Estados Limite por meio de análises semi-probabilistas. A tendência de emprego do mesmo tipo de enfoque no tratamento da vida útil, conforme apresentado no item 2.3 deste trabalho torna necessário o entendimento dos conceitos de análise de riscos e teoria da confiabilidade.

Estados limites são aqueles estados que uma vez superados supõe o não cumprimento de alguma das condições para as quais foi projetada a estrutura. Dentro dos estados limite se podem distinguir:

Estado limite último – relacionado com a segurança estrutural e que se ultrapassado supõe o colapso total ou parcial da estrutura.

Estado limite de serviço – relacionado com os requisitos de funcionalidade, durabilidade, conforto ou estética.

A comprovação de cada um dos estados limite se realiza avaliando de um lado as solicitações “S” e de outro a resposta estrutural ou resistência “R”, correspondente ao estado limite considerado. O estado limite é atendido se as solicitações não superam a resposta estrutural, ou seja “ $S \leq R$ ”.

Cada uma das variáveis que intervêm na avaliação das solicitações “S” e da resistência “R” em um tratamento probabilista são variáveis aleatórias que não estão definidas por um único valor fixo, senão mediante uma distribuição de probabilidades. Isso faz com que as solicitações “S” e as resistências “R” também sejam aleatórias com uma determinada distribuição de probabilidades.

Seja a função “G” definida por “ $G = R - S$ ”, denominada função limite, então a probabilidade de falha será:

$$P_f = P(R < S) = P(R - S < 0) = P(G < 0)$$

O índice de confiabilidade β tem uma relação direta com a probabilidade de falha (HASOFER, 1974) e é definido por:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G}$$

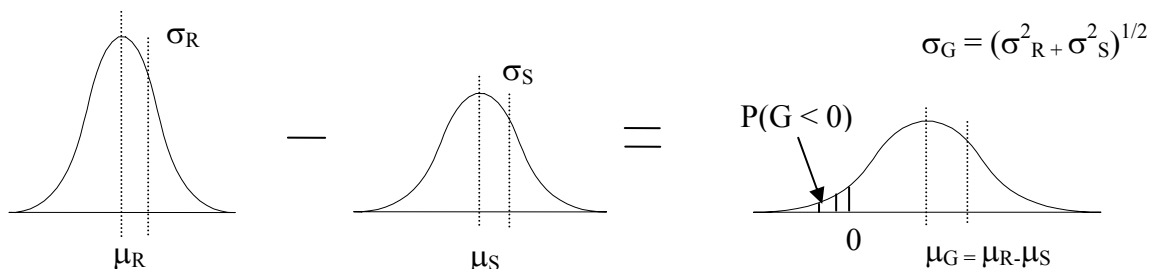
Onde:

β = índice de confiabilidade

μ_G = média de G

σ_G = desvio padrão de G

Caso “R” e “S” sejam definidos por distribuições normais a função limite “G” também será normal e seus parâmetros são dados por:



O problema reside em que as funções “S” e “R” são normalmente dependentes de uma série de outras variáveis aleatórias cada uma com suas distribuições de probabilidade normalmente não gaussianas.

Para a solução desse problema deve-se recorrer a métodos matemáticos complexos, como por exemplo os métodos FORM, SORM e Simulação de Monte Carlo, cada um deles com suas vantagens e desvantagens para cada caso. Atualmente muitos desses métodos se encontram implementados em programas computacionais sofisticados como por exemplo o pacote STRUREL, COMREL e SYSREL (RCP, 1999).

As normas estruturais fixam valores indicativos para o índice de confiabilidade, em função das consequências que tem a superação do estado limite correspondente.

A análise probabilista pode também ser empregada para o caso de avaliação de estruturas existentes. Nesse caso o que se procura é otimizar a verificação por meio de uma coleta de dados planejada de tal forma que se conheçam melhor os parâmetros estatísticos de cada variável, ao que se dá o nome de atualização de variáveis.

O fato de se dispor das variáveis atualizadas permite a verificação estrutural empregando métodos probabilistas de maneira a constatar se os índices de confiabilidade estrutural atendem aos normativos.

Isso é bastante diferente de realizar a verificação buscando comprovar se os coeficientes parciais de segurança indicados pelas normas são atendidos, por que tais coeficientes levam em conta incertezas que já não existem no caso de estruturas já executadas e pode levar à aceitação de estruturas que seriam condenadas no caso da verificação pelos coeficientes parciais de segurança.

O emprego dessa técnica a casos reais vem aos poucos substituindo a abordagem semi-probabilista já tradicional (TANNER; BASAGOITI, 2000).

3. VARIÁVEIS QUE INFLUEM NA CARBONATAÇÃO DOS CONCRETOS DE CIMENTO PORTLAND

3.1. Relação Água/Cimento

A relação água cimento controla todas as propriedades relacionadas com a microestrutura do concreto endurecido. A redução desta relação provoca uma alteração significativa na dimensão dos poros e capilares, dificultando a difusão do gás carbônico através do concreto (HELENE, 1993).

Segundo NEVILLE (1997) o fato da relação água cimento influenciar também a resistência do concreto faz com que muitas vezes se encontre na literatura que a carbonatação é função da resistência do concreto, o que é uma simplificação que pode ser inadequada quando se considera a resistência obtida em ensaios de amostras curadas segundo um procedimento padrão totalmente diferente da cura em obra.

NUNES (1998) conclui de seu trabalho experimental sobre concretos de diversos traços e tipos de cimento que é a relação água cimento que determina a profundidade de carbonatação fixadas as condições ambientais, de cura e o tipo de cimento. Essa constatação está de acordo com HELENE (1993) que afirma que, para condições ambientais e de cura constantes, os parâmetros que controlam a carbonatação são a qualidade da pasta, que é função da relação água/cimento e a quantidade de Ca(OH)_2 na solução intersticial, função do tipo de cimento.

HELENE (1993) ressalta que deve-se ter cautela quando se pensa em reserva alcalina pois o importante não é a quantidade de Ca(OH)_2 por metro cúbico de concreto e sim a quantidade na solução intersticial e que dois concretos de consumos diferentes de um mesmo cimento e mesma relação água/cimento apresentarão a mesma profundidade de carbonatação em uma mesma condição de exposição e cura.

Outros trabalhos reforçam que a carbonatação é muito pouco influenciada pelo consumo de cimento para uma mesma relação água cimento e condições de cura e exposição como por exemplo SIERRA et. al. (1998) e MITRE et. al. (2002).

3.2. Tipo de Cimento e Adições

Segundo TUUTTI (1982) a menor reserva alcalina dos cimentos com adições é compensada pela estrutura porosa mais fechada dos concretos de cimentos com adições.

Esse autor obteve valores experimentais de coeficientes de difusão de O_2 para concretos de cimentos com adição de 70% de escória da ordem de 50% dos coeficientes obtidos para concretos de cimento Portland comum.

Vários Pesquisadores tais como RUIZ ANDRÉS (1989), WOLF & DAL MOLIN (1989), SIERRA & SOUZA (1998), HAMADA (1969) e também LIVTAN & MEYER (1986) são contrários à previsão de TUUTTI (1982) que estudou a carbonatação indiretamente através de penetração de oxigênio e indicam que a carbonatação em concretos de cimentos com 70% de escoria é consideravelmente maior que em concretos de cimento portland.

Segundo SANJUÁN (1992) é arriscado comparar os diversos resultados existentes na literatura devido às distintas condições de ensaio e que em geral qualquer tipo de cimento pode produzir concretos com boa resistência à carbonatação para um determinado ambiente, o que pode ser conseguido com relação água/cimento baixa e períodos de cura mais prolongados, posição que é também defendida por HELENE (1993).

BAUER (1995), estudando um concreto de cimento com adição de 24% de escória constatou um desempenho inferior em relação à carbonatação apesar do efeito benéfico de refinamento dos poros.

ISAIA et al. (2000) encontrou que o emprego de adições pozolânicas resulta em maiores taxas de carbonatação.

3.3. Concentração de CO₂ no Ambiente

Por ser um fenômeno regido pela difusão do CO₂ para o interior do concreto, quanto maior a concentração externa mais veloz será a carbonatação do concreto.

Considera-se normalmente que a concentração de CO₂ no ar pode variar de 0,03 a 0,05% em atmosferas rurais, de 0,1 a 1,2% em atmosferas de tráfego intenso e até 1,8% em atmosferas viciadas (HELENE, 1986).

3.4. Cura e Compactação do Concreto

Esses fatores determinam a qualidade do concreto devido à influência fundamental que tem sobre a estrutura porosa, sem esquecer a importância já mencionada da relação água cimento.

Uma má compactação ou cura produzem uma elevada porosidade, especialmente na superfície externa do concreto e assim é um dos parâmetros que mais influem na velocidade de carbonatação (HO & LEWIS, 1987).

3.5. Umidade

As condições climáticas determinam a umidade no concreto superficial e portanto a difusão do dióxido de carbono no concreto. A maior velocidade de carbonatação se consegue entre 50 e 70% de umidade relativa do ar (VERBECK, 1958). Em tais circunstâncias uma pequena camada de água sobre a parede dos poros permite a reação química de carbonatação sem impedir a difusão do CO₂ para o interior do concreto.

Nos poros secos o dióxido de carbono se difunde facilmente mas não reage por ausência de água. Em contrapartida nos poros totalmente cheios de água a velocidade de difusão é muito menor. A situação intermediária é a que promove uma maior velocidade de carbonatação (TUUTTI, 1982).

Em condições de exposição a ambientes externos, a penetração do dióxido de carbono no concreto depende fortemente dos ciclos e períodos de umidade e secagem (BAKKER, 1988).

3.6. Temperatura

A temperatura apresenta uma grande influência sobre os coeficientes de difusão, sendo que a dependência do coeficiente de difusão com a temperatura pode ser expressa pela lei de Arrhenius¹ na qual o incremento de temperatura provoca o incremento da velocidade das reações químicas segundo uma lei exponencial (CALLISTER, 2002).

Segundo SANJUÁN (1992), como em qualquer processo de difusão o incremento da temperatura favorece a penetração do CO₂ no concreto.

Em contrapartida PAPADAKIS et al. (1991) não encontrou aceleração na velocidade de carbonatação para oscilações de temperatura entre 20 e 45 °C.

3.7. Fissuração

TUUTTI (1982) analisando resultados de diversos pesquisadores e os seus próprios conclui que embora a carbonatação atinja rapidamente as armaduras nas regiões fissuradas os produtos de corrosão originados vedam a fissura e tem lugar um complexo fenômeno de realcalinização desde que não exista movimentação estrutural considerável. Assim, dentro dessas condições, este pesquisador afirma que estruturas fissuradas sujeitas à carbonatação podem ser tratadas como estruturas não fissuradas.

O trabalho de CARMONA & HELENE (1986) faz uma grande revisão bibliográfica sobre o tema da fissuração, no que se refere às especificações normativas, cálculo de abertura de fissuras e também a influência da fissuração na durabilidade das estruturas. Nesse trabalho os autores concluem que nas pesquisas experimentais existentes fica comprovado que a abertura de fissuras influi no sentido de aumentar a

¹ Svante August Arrhenius (1859 - 1927), físico, matemático e químico sueco, criador da *teoria da dissociação eletrolítica*

corrosão observada, principalmente nos dois primeiros anos, podendo-se notar a diferença de desempenho em função da abertura de fissuras.

Os autores também apresentam dados de sua experiência prática, indicando que a presença de fissuras transversais pode seccionar totalmente a armadura de lajes de reservatórios de água onde há ciclos de molhagem e secagem. Também em marquises onde há falhas de impermeabilização instala-se a corrosão consumindo a armadura em pequenas extensões.

No trabalho experimental que será apresentado adiante se pretende averiguar a influência desse parâmetro, uma vez que serão estudadas peças reais fletidas e comprimidas em um mesmo ambiente.

4. MODELOS DE PREVISÃO DA CARBONATAÇÃO

4.1. TUUTTI (1982)

TUUTTI modelou a carbonatação do concreto recorrendo a uma particularização do cálculo de difusão com fronteiras móveis equacionado por CRANK (1975):

$$\frac{C_x - C_1}{g\left(\frac{k_{CO_2}}{2} \sqrt{D_{CO_2}}\right)} + C_x - C_2 = 0 \quad (1)$$

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

$$e = k_{CO_2} \sqrt{t} \quad (3)$$

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 ($m/s^{1/2}$).

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

X = Profundidade de carbonatação (m).

t = tempo (s).

Para aplicar esse modelo TUUTI supõe que o coeficiente de difusão efetivo do CO_2 é igual ao do O_2 por ser de mais fácil determinação em laboratório embora deixe claro que não existe equivalência perfeita entre os dois gases, mesmo em se tratando de difusão na camada já carbonatada.

A figura 4.1. apresenta o coeficiente de difusão do oxigênio no concreto em função da relação água cimento:

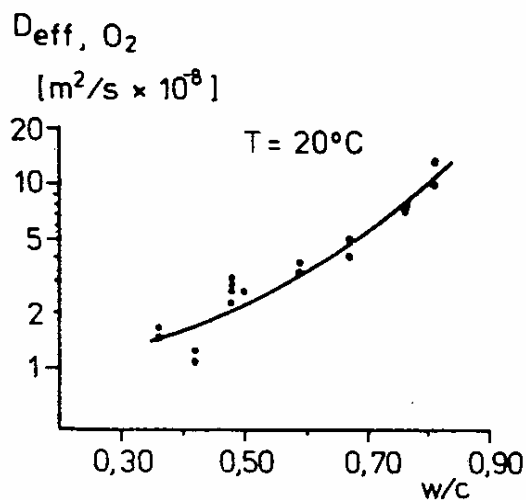


Figura 4.1: Coeficiente de difusão do O_2 em função da relação água cimento para cimento Portland comum (TUUTTI, 1982).

O coeficiente de difusão do oxigênio no concreto deve ser corrigido em função da umidade relativa do ar (Figura 4.2.).

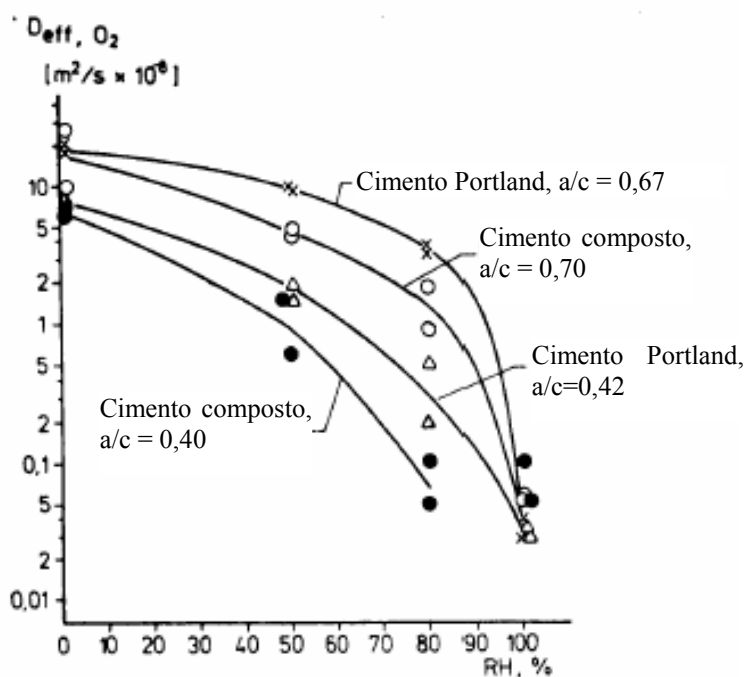


Figura 4.2: Influência da umidade relativa do ar no coeficiente de difusão de O_2 para algumas relações água cimento.

A influência no coeficiente de difusão D_{CO_2} em função da utilização de cimentos com 70% de escória de alto forno também pode ser observada na figura 4.2.

Em seu trabalho TUUTTI conclui que a relação entre as concentrações $\frac{C_x - C_1}{C_2 - C_x}$ que possibilita o cálculo de “ k_{CO_2} ” é finalmente a relação entre a concentração de CO_2 ambiente e a quantidade de substâncias passíveis de sofrerem carbonatação no concreto.

$$\frac{C_x - C_1}{C_2 - C_x} = \frac{C_s}{a} \quad (4)$$

Onde:

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

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

Para o cálculo da reserva alcalina “ a ” é necessário conhecer o grau de hidratação e o autor se reporta a BYFORS (1980).

Tabela 4.1: Grau de hidratação aproximado do cimento portland (BYFORS 1980 apud TUUTTI 1982).

a/c	Grau de Hidratação (%)
0,4	60
0,6	70
0,8	80

Conhecendo-se o consumo de cimento pode-se calcular o termo “ a ” de acordo com a equação:

$$a = C \cdot \frac{\%CaO}{100} \cdot \frac{GH}{100} \cdot \frac{MCO_2}{M_{CaO}} \quad (5)$$

Onde:

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

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

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

GH = Grau de hidratação (tabela 4.1)

MCO_2 = Massa molar do CO_2 (kg)

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

4.2. SENTLER (1984)

O modelo proposto por SENTLER é o seguinte:

$$e = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot D_{CO_2}}{a} \right) \cdot dp \cdot t} \quad (6)$$

Onde:

e = Profundidade de carbonatação (m)

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

a = concentração dos constituintes do concreto que podem carbonatar (kg/m^3)

dp = diferença parcial de pressão do CO_2 (kg/m^3)

t = tempo (s)

Segundo SENTLER a carbonatação pode ser expressa de maneira estocástica de acordo com a seguinte equação:

$$f(e, e_0; t) = \left[\frac{1}{\sigma(2 \cdot \pi \cdot t^{0,5})^{0,5}} \right] \frac{(e - e_0 - \mu \cdot t^{0,5})^2}{2 \cdot \sigma^2 \cdot t^{0,5}} \quad (7)$$

Onde f é uma função de densidade normal com média $e_0 + \mu \cdot t^{0,5}$ e variância $\sigma^2 \cdot t^{0,5}$. O valor inicial da profundidade de carbonatação e_0 representa a carbonatação mais rápida que ocorre na superfície do concreto.

A profundidade de carbonatação média pode ser estimada pela eq.(6).

4.3. PARROT (1987)

O modelo de PARROT é dado pelas seguintes equações:

$$e = \frac{a k^{0,4} t_1^n}{CaO^{0,5}} \quad (8)$$

$$k = m k_{60} \quad (9)$$

$$m \begin{cases} 1,6 - 0,00115 UR - 0,0001475 UR^2 & UR > 60\% \\ 1 & UR \leq 60\% \end{cases} \quad (10)$$

$$n = 0,02536 + 0,01785 UR - 0,0001623 UR^2 \quad (11)$$

Onde:

e = Profundidade de carbonatação (m)

a = fator empírico que toma o valor aproximado de 64

k_{60} = Permeabilidade do concreto para UR = 60% (m²)

t = tempo (s)

CaO = Conteúdo de CaO no cimento (kg/m³)

UR = Umidade relativa do ar (%)

n = Fator do tempo em função da umidade relativa

Se deve a esse autor a idéia de uma redução dos valores do expoente do tempo em função da umidade.

Para umidades em torno de 60 a 70% o modelo proporciona valores da potência do tempo aproximadamente iguais a 0,5, ou seja, raiz quadrada do tempo, enquanto que para umidades superiores esse fator é reduzido até 0,18 para umidades próximas de 100%.

4.4. BAKKER (1988)

BAKKER em seu modelo, despreza a carbonatação quando o concreto está úmido e portanto o concreto primeiramente terá que se secar para posteriormente se carbonatar. Assim a frente de evaporação limitará a frente de carbonatação.

A profundidade da frente de evaporação é calculada de maneira similar a qualquer outro processo de difusão, e a profundidade seca é dada pelas seguintes equações:

$$y = B\sqrt{t} \quad (12)$$

$$B = \sqrt{\frac{2D_v}{b} (C_3 - C_4)} \quad (13)$$

$$b = w - 0,25 C - GH - 0,15 C GH D_{gel} - w GH D_{cap} \quad (14)$$

Onde:

y = profundidade seca (m)

D_v = Coeficiente de difusão do vapor de água (m^2/s)

b = Quantidade de água evaporada do concreto (kg)

C_3 = Umidade da frente de evaporação (kg/m^3)

C_4 = Umidade do ar (kg/m^3)

w = Quantidade total de água do traço (kg/m^3)

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

GH = Grau de hidratação do cimento

D_{gel} = Água de gel (kg/m^3)

D_{cap} = Água dos poros capilares (kg/m^3)

A equação global que reflete a velocidade de carbonatação nos ciclos de umidade e secagem é a seguinte:

$$e = A\sqrt{t_1} + A\sqrt{t_2 - \left(\frac{e_1}{B}\right)^2} + \dots + A\sqrt{t_N - \left(\frac{e_{n-1}}{B}\right)^2} \quad (15)$$

$$A = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}}{a} (C_s - C_2)} \quad (16)$$

$$B = \sqrt{\frac{2D_v}{b}(C_3 - C_4)} \quad (17)$$

Onde:

e = Profundidade de carbonatação no tempo t (m).

e_n = Profundidade de carbonatação no tempo t_n (m)

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

D_v = Coeficiente de difusão do vapor de água (m^2 / s)

a = Quantidade de compostos alcalinos do concreto (kg/m^3)

b = Quantidade de água evaporada do concreto (kg/m^3)

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

C_2 = Concentração de CO_2 na frente de carbonatação (kg/m^3)

C_3 = Umidade da frente de evaporação (kg/m^3)

C_4 = Umidade do ar (kg/m^3)

Caso não exista período de molhagem o modelo se reduz à seguinte equação:

$$e = A\sqrt{t} \quad (18)$$

4.5. SCHIESSL (1988)

A quantidade de dióxido de carbono que atravessa uma seção de concreto vem dada pela equação:

$$d_q = D_{CO_2-90} F \frac{c_1 - c_2}{e} dt \quad (19)$$

Onde:

d_q = Quantidade de CO_2 difundida (kg)

D_{CO_2-90} = Coeficiente de difusão do CO_2 aos 90 dias (m^2 / s)

F = Seção transversal (m^2)

$c_1 - c_2$ = Diferença de concentração de CO_2 entre o ar e a frente de carbonatação (kg/m^3)

e = Profundidade de penetração (m)

t = tempo (s)

A quantidade necessária de dióxido de carbono para neutralizar os componentes alcalinos do concreto é dada por:

$$d_q = a dV \quad (20)$$

Onde:

d_q = Quantidade de CO₂ difundida (kg/m³)

dV = Volume de Concreto (m³)

Sabendo que dV é igual à área “F” multiplicada por um incremento de profundidade e substituindo eq.(14) em eq.(13) vem:

$$D_{CO_2-90} F \frac{c_1 - c_2}{X} dt = a dV = a F dx \quad (21)$$

Supondo que D_{CO_2} e o gradiente de concentração são constantes se chega a uma relação linear da profundidade de penetração do dióxido de carbono com a raiz quadrada do tempo. Entretanto, normalmente D_{CO_2} não é independente do tempo nem da profundidade.

SCHIESSL introduziu um fator “f” que descreve a diminuição do valor de D_{CO_2} com a profundidade e um fator de retardamento da carbonatação “b”, determinado pela quantidade de compostos alcalinos que se difundem do interior do concreto até a frente de carbonatação.

Deste modo a partir do coeficiente de difusão obtido aos 90 dias, D_{CO_2-90} , se tem:

$$d_q = D_{CO_2-90} (1 - f \cdot x) F_D \frac{c_1 - c_2}{x} dt \quad (22)$$

$$d_{qA} = a F_D dx$$

$$d_{qB} = b F_D dt$$

Integrando, se obtém:

$$x = \frac{D_{CO_2-90} (c_1 - c_2)}{b + f D_{CO_2-90} (c_1 - c_2)} \quad (23)$$

4.6. PAPADAKIS et al. (1989, 1991a, 1991b, 1992)

PAPADAKIS et al. partindo de considerações físico químicas modela a reação do CO_2 com CH, CSH, C_3S e C_2S .

Para geometria unidirecional a evolução da posição da frente de carbonatação no tempo é dada por uma simples expressão analítica em função da difusividade do CO_2 no concreto carbonatado, da concentração ambiente de CO_2 e da concentração total de CaO no concreto na forma de materiais carbonatáveis:

$$e = \sqrt{\frac{2D_{\text{CO}_2} [\text{CO}_2]}{[\text{CH}]^0 + 3[\text{CSH}]^0 + 3[\text{C}_3\text{S}]^0 + 2[\text{C}_2\text{S}]^0}} \sqrt{t} \quad (24)$$

Onde:

e = Profundidade de carbonatação

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

$[\text{CO}_2]$ = Concentração inicial de CO_2 (mol / m^3)

$[\text{CH}]^0$ = Concentração de CH ao término da cura (mol / m^3)

$[\text{CSH}]^0$ = Concentração de CSH ao término da cura (mol / m^3)

$[\text{C}_3\text{S}]^0$ = Concentração de C_3S ao término da cura (mol / m^3)

$[\text{C}_2\text{S}]^0$ = Concentração de C_2S ao término da cura (mol / m^3)

t = Tempo (s)

Para determinação dos compostos carbonatáveis da pasta de cimento hidratado em função do tempo os autores recorrem a cálculos baseados nas reações químicas de hidratação, conforme descrito a seguir:

$$F_i(t) = 1 - (1 - k_{H,i} \cdot t \cdot (1 - n_i))^{1/n_i} \quad (25)$$

$$t^* = \frac{1}{k_{H,C_3A} \cdot (1 - n_{C_3A})} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{[C\bar{S}H_2]_0}{[C_3A]_0} \right)^{(1 - n_{C_3A})} \right] \quad (26)$$

$$P/ 0 \leq t \leq t^*$$

$$[Ca(OH)_2] = \frac{3}{2}[C_3S]_0 F_{C_3S} + \frac{1}{2}[C_2S]_0 F_{C_2S} - 2[C_4AF]_0 F_{C_4AF} \quad (27)$$

$$P/ t \geq t^*$$

$$[Ca(OH)_2] = \frac{3}{2}[C_3S]_0 F_{C_3S} + \frac{1}{2}[C_2S]_0 F_{C_2S} - 4[C_4AF]_0 F_{C_4AF} - [C_3A]_0 F_{C_3A} + [C\bar{S}H_2]_0 \quad (28)$$

$$[CSH] = \frac{1}{2}[C_3S]_0 F_{C_3S} + \frac{1}{2}[C_2S]_0 F_{C_2S} \quad (29)$$

$$[C_3S] = [C_3S]_0 \cdot (1 - F_{C_3S}) \quad (30)$$

$$[C_2S] = [C_2S]_0 \cdot (1 - F_{C_2S}) \quad (31)$$

$$[i]_0 = \frac{m_i \cdot m_{cl} \cdot \delta c \cdot (1 - \epsilon_{ar})}{MW_i \left(1 + a/c \frac{\delta c}{\delta a} + ag/c \frac{\delta c}{\delta ag} \right)} \quad (32)$$

$$[C\bar{S}H]_0 = \frac{m_{ge} \cdot \delta c \cdot (1 - \epsilon_{ar})}{MW_{ge} \left(1 + a/c \frac{\delta c}{\delta a} + ag/c \frac{\delta c}{\delta ag} \right)} \quad (33)$$

A estimativa do coeficiente de difusão é feita pela seguinte equação:

$$D_{CO_2} = 1,64 \cdot 10^{-6} \epsilon_p^{1,8} \left[1 - \frac{UR}{100} \right]^{2,2} \quad (34)$$

Onde:

ε_p = Porosidade da pasta ²

UR = Umidade relativa (%)

$F_i(t)$ = Fração hidratada no tempo t.

$k_{H,i}$ e n_i = coeficientes dados na tabela 4.2.

$[i]_0$ = Concentração de cada composto do cimento (mol/m^3).

$[i]$ = Concentração de cada composto "i" no tempo (mol/m^3).

MW_i = Massa molar de cada composto "i" (kg/mol).

i = compostos do cimento ($C_3S, C_2S, C_4AF, C_3A, CSH, Ca(OH)_2, C\bar{S}H$)

m_i = Fração em massa de cada composto no clínquer.

m_{cl} = Fração em massa de clínquer no cimento.

m_{ge} = Fração em massa de gesso no cimento.

A porosidade da pasta é por sua vez dada por:

$$\varepsilon_p(t) = \varepsilon(t) \left(1 + \frac{ag/c \frac{\delta c}{\delta ag}}{1 + a/c \frac{\delta c}{\delta a}} \right) \quad (35)$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 - \Delta\varepsilon_H(t) - \Delta\varepsilon_c \quad (36)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{a/c \frac{\delta c}{\delta a} (1 - \varepsilon_{ar})}{1 + a/c \frac{\delta c}{\delta a} + ag/c \frac{\delta c}{\delta ag}} + \varepsilon_{ar} \quad (37)$$

$$P/0 \leq t \leq t^*$$

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_H(t) = & [C_3S]_0 F_{C_3S} \Delta\bar{V}_{C_3S} + [C_2S]_0 F_{C_2S} \Delta\bar{V}_{C_2S} + \\ & + [C_3A]_0 F_{C_3A} \Delta\bar{V}_{C_3A, \bar{S}} + [C_4AF]_0 F_{C_4AF} \Delta\bar{V}_{C_4AF, \bar{S}} \end{aligned} \quad (38)$$

² Segundo os conceitos fundamentais da tecnologia do concreto o emprego da massa unitária para determinação da porosidade teórica é errôneo, sendo adequado o emprego da massa específica. No entanto, os resultados obtidos em termos de profundidade de carbonatação não foram significativamente diferentes para valores usuais de massa unitária e massa específica, o que foi averiguado durante a realização do presente trabalho.

$$P/t \geq t^*$$

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_H(t) = & [C_3S]_0 F_{C_3S} \Delta \bar{V}_{C_3S} + [C_2S]_0 F_{C_2S} \Delta \bar{V}_{C_2S} + \\ & + [C_3A]_0 F_{C_3A}(t^*) \Delta \bar{V}_{C_3A, \bar{S}} + \\ & + [C_3A]_0 (F_{C_3A} - F_{C_3A}(t^*)) \Delta \bar{V}_{C_3A} + \\ & + [C_4AF]_0 F_{C_4AF} \Delta \bar{V}_{C_4AF, \bar{S}} + \\ & + [C_4AF]_0 (F_{C_4AF} - F_{C_4AF}(t^*)) \Delta \bar{V}_{C_4AF} \end{aligned} \quad (39)$$

$$\Delta \varepsilon_c = [Ca(OH)_2] \Delta \bar{V}_{CH} + [CSH] \Delta \bar{V}_{CSH} \quad (40)$$

Onde:

a/c = Relação água cimento

b/c = Relação agregado cimento

δc = Massa unitária do cimento (kg/m^3)

δa = Densidade da água (kg/m^3)

δag = Massa unitária dos agregados (kg/m^3)

ε_{ar} = Ar aprisionado + ar incorporado

$\Delta \bar{V}_i$ = Volume diferencial molar entre o composto anidro e hidratado ou carbonatado e não carbonatado.

Tabela 4.2: Parâmetros dos constituintes majoritários do cimento portland.

Parâmetro	Composto				
	C ₃ S	C ₂ S	C ₄ AF	C ₃ A	C \bar{S} H ₂
n_i	2,65	3,10	3,81	2,41	-
$k_{H,i} (s^{-1})$	1,17	0,16	1,00	2,46	-
$MW_i (kg/mol \times 10^3)$	228,3	172,22	485,96	270,18	172,17

Tabela 4.3: Volumes diferenciais molares $\Delta \bar{V} \times 10^6 (m^3/mol)$.

Composto							
C ₃ S	C ₂ S	C ₄ AF, \bar{S}	C ₃ A, \bar{S}	C ₄ AF	C ₃ A	CH	CSH
53,28	39,35	~220	155,86	~230	149,82	3,85	15,39

4.7. THOMAS & MATHEWS (1992)

Esses pesquisadores propõem a adoção de nomogramas ao invés de equações, para representar as variáveis envolvidas no processo de carbonatação e que atuam simultaneamente.

O nomograma apresentado na Figura 4.3. é utilizado para a predição do coeficiente de carbonatação k_{CO_2} da eq.(3) no qual se relacionam o período inicial de cura, a umidade relativa do ar após a desforma, o teor de cinza volante e a resistência à compressão.

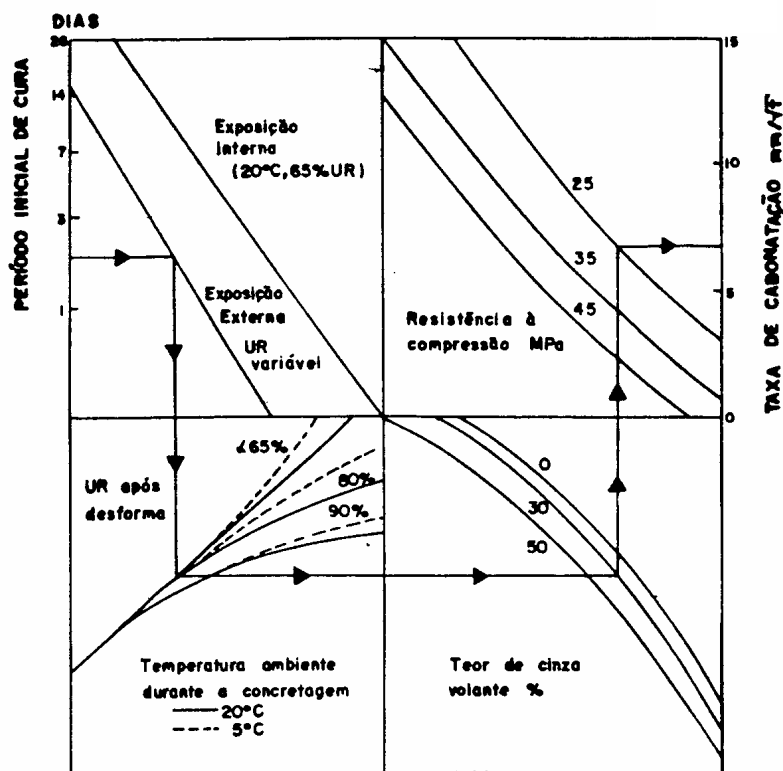


Figura 4.3: Nomograma para previsão do coeficiente de carbonatação k_{CO_2} (THOMAS & MATTHEWS, 1992).

4.8. CEB (1996)

O modelo apresentado pelo CEB é o seguinte:

$$e = k_{\text{CO}_2} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \cdot \sqrt{t} \quad (41)$$

$$k_{\text{CO}_2} = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{\text{CO}_2} \cdot C_s \cdot K_1 \cdot K_2}{a}} \quad (42)$$

$$D_{\text{CO}_2} = 10^{-\left(7 + 0,025 \frac{f_{\text{ck}}}{10}\right)} \quad (43)$$

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 1 m^3 de concreto (kg/m^3)

t = Tempo (s)

t_0 = Tempo de cura

n = Fator de idade

$K_1 \cdot K_2$ = Coeficientes de cura e exposição

k_{CO_2} = Coeficiente de carbonatação ($\text{m}/\text{s}^{1/2}$)

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

Segundo consta nessa referência o valor 7×10^{-6} pode ser adotado para a relação $\frac{C_s}{a}$

para concretos normais de cimento portland em ambientes convencionais.

Tabela 4.2: Valores dos coeficientes de cura e exposição “ $K_1 \times K_2$ ”.

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

Tabela 4.3: Valores do fator de idade "n" em função da exposição.

Tipo de Exposição	n
Interior	0,0
Exterior protegida	0,1
Exterior não protegida	0,4

4.9. HELENE (1997)

HELENE também propõe a adoção de ábacos para a determinação de cobrimentos de armaduras de estruturas expostas à carbonatação em função da vida útil de projeto desejada (período de iniciação).

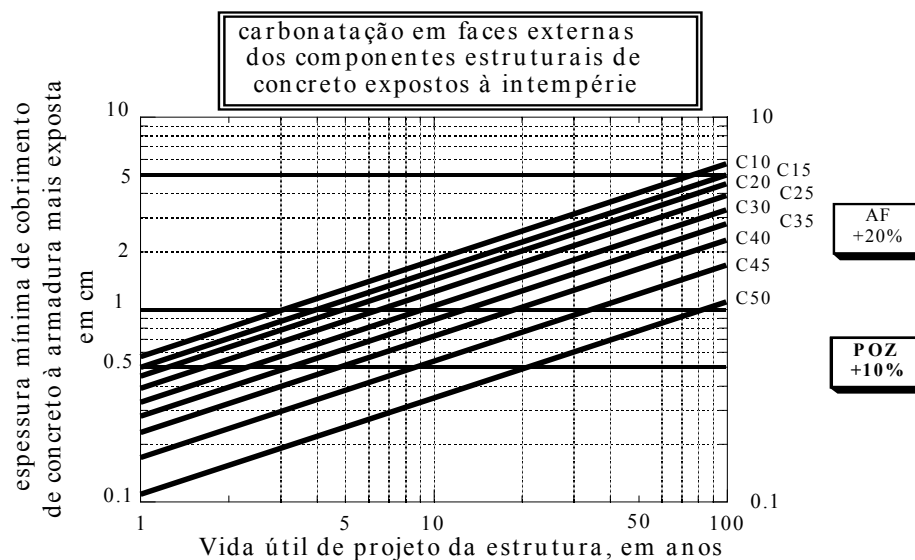


Figura 4.4: Ábaco para obtenção da espessura de cobertura com relação à carbonatação em função do tipo de concreto (C10 a C50) e da vida útil de projeto desejada (1 a 100 anos).

Embora o resultado desse ábaco seja a espessura de cobertura, os valores de k_{CO_2} podem ser deduzidos para cada tipo de concreto, em função da vida útil de projeto e do cobertura indicado utilizando-se a eq.(3).

O ajuste dos valores de K_{CO_2} em função do tipo de concreto revela uma relação linear conforme se vê na figura 4.5:

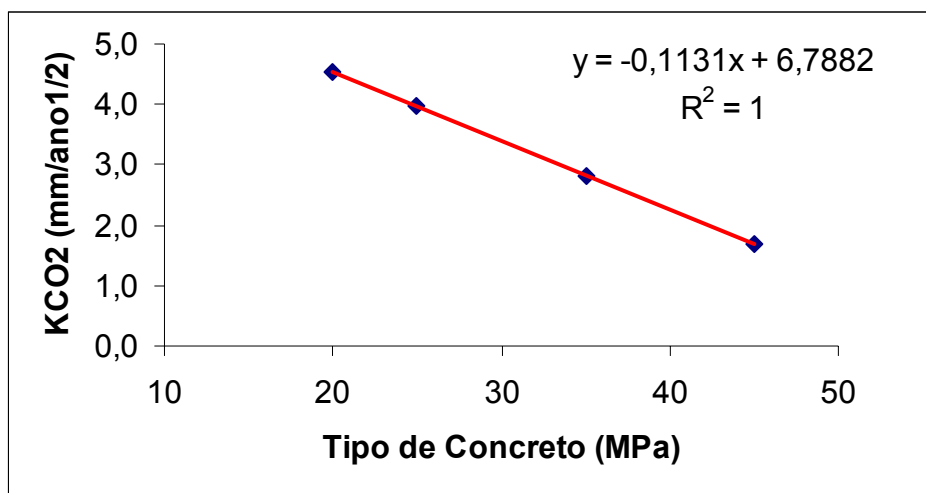


Figura 4.5: Relação entre o tipo de concreto e K_{CO_2} em função do tipo de concreto de acordo com HELENE (1997).

Assim a previsão de K_{CO_2} pode ser feita pela equação:

$$k_{CO_2} = 6,7882 - 0,1131 \cdot f_{ck} \quad (44)$$

Onde :

k_{CO_2} = Coeficiente de carbonatação (mm/ano^{1/2})

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

Ainda segundo este modelo a utilização de cimentos de alto-forno e pozolânicos leva a profundidades carbonatadas 20 e 10% maiores respectivamente em relação ao cimento portland e assim as equações para estimativa de K_{CO_2} podem ser escritas da seguinte maneira:

$$k_{CO_2 \text{ AF}} = 1,2 \cdot (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{ck}) \quad (45)$$

$$k_{CO_2 \text{ POZ}} = 1,1 \cdot (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{ck}) \quad (46)$$

Onde :

$k_{CO_2 \text{ AF}}$ = Coeficiente de carbonatação para cimentos de auto forno (mm/ano^{1/2})

$k_{CO_2 \text{ POZ}}$ = Coeficiente de carbonatação para cimentos pozolânicos (mm/ano^{1/2})

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

O ábaco da figura 4.4 foi desenvolvido para uma concentração de CO₂ ambiente de 0,1% e assim a generalização para outras concentrações é dada pela seguinte equação:

$$k_{\text{CO}_2} = (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{\text{ck}}) \cdot \frac{\sqrt{C_s}}{\sqrt{0,1}} \quad (47)$$

Onde :

C_s = Concentração ambiente de CO₂ (% volume)

Da mesma forma as equações eq.45 e eq.46 podem ser reescritas:

$$k_{\text{CO}_2 \text{ AF}} = 1,2 \cdot (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{\text{ck}}) \cdot \frac{\sqrt{C_s}}{\sqrt{0,1}} \quad (48)$$

$$k_{\text{CO}_2 \text{ POZ}} = 1,1 \cdot (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{\text{ck}}) \cdot \frac{\sqrt{C_s}}{\sqrt{0,1}} \quad (49)$$

4.10. IZQUIERDO (2003)

IZQUIERDO baseado no modelo do CEB e em função de um estudo amplo de resultados de laboratório e campo de diversos investigadores apresenta o seguinte modelo estatístico:

$$e = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{CO_2} \cdot C_s \cdot K_t \cdot K_e \cdot K_p}{a}} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \sqrt{t} \quad (50)$$

$$D_{CO_2} = 10^{\varepsilon + A + B \cdot \log(a/c)} \quad (51)$$

Onde:

A = Coeficiente de regressão

B = Coeficiente de regressão

ε = Termo de erro

K_t = Coeficiente da raiz do tempo

K_E = Fator de HR

K_p = Fator geral do modelo

n = Fator de idade do concreto

C_s = Concentração superficial de CO_2 (kg/m^3)

a/c = Relação água cimento

a = Reserva alcalina do concreto (kg/m^3)

t_0 = Tempo de cura (s)

t = Tempo (s)

Para o cálculo da reserva alcalina do concreto, representada pelo termo “a” o autor utiliza a eq.(5) proposta por TUUTTI (1982) com a única diferença que propõe uma equação linear de interpolação do grau de hidratação do cimento (GH), em função dos mesmos dados de BYFORS (1980). A equação final para cálculo de “a” fica sendo então:

$$a = C \cdot \frac{\%CaO}{100} \cdot \frac{(50 \cdot a/c + 40)}{100} \cdot \frac{MCO_2}{M_{CaO}} \quad (52)$$

Onde:

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

%CaO = Teor de CaO no cimento (%)

a/c = Relação água cimento

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

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

A proposta de caracterização estatística das variáveis do modelo se encontra na tabela 4.4.

Tabela 4.4: Proposta de IZQUIERDO (2003) para caracterização estatística do modelo de carbonatação.

Variável		Unidade	Distribuição	Média	CV* (%)
A	Coef. de regressão	-	Normal	-15,156	5
B	Coef. de regressão	-	Normal	4,7213	24
ε	Termo de erro	-	Normal	1	70,10
K_t	Coef. da raiz do tempo	-	Normal	1	15
K_E	Fator de HR (70%)	-	Beta	0,85	14
	Fator de HR (80%)	-	Beta	0,52	40
K_P	Fator geral do modelo	-	Normal	1	30
n	Fator de idade do concreto	-	Log normal truncada	0,13	80
C_s	Concentração de CO ₂ no ar	kg CO ₂ /m ³	Normal	0,00066	15
a/c	Relação água cimento	-	Normal	Nominal	5
C	Consumo de cimento	kg/m ³	Normal	Nominal	5

* CV = Coeficiente de Variação

Além da caracterização estatística das variáveis intervenientes na carbonatação o autor também apresenta uma proposta de caracterização estatística dos cobrimentos, baseada em dados de campo, possibilitando assim análises de confiabilidade para previsão de vida útil.

Tabela 4.5: Proposta de IZQUIERDO (2003) de caracterização estatística dos cobrimentos.

Tipo de Controle de Qualidade	Unidade	Distribuição	Média	CV* (%)
Não rigoroso	cm	Log-normal	nominal	30
Rigoroso (Ex.: industrial)	cm	Log-normal	nominal	15

* CV = Coeficiente de Variação

IZQUIERDO (2003) apresenta os valores da tabela 4.6. com índices de confiabilidade β recomendados para o projeto referente ao Estado Limite de Durabilidade, calibrados mediante otimização econômica, considerando os custos devidos à ocorrência de danos e os custos iniciais decorrentes do incremento da segurança frente ao dano.

Tabela 4.6: Valores recomendados para do índice de confiabilidade β referente ao Estado Limite de Durabilidade (IZQUIERDO, 2003).

Custo referente à Segurança	Custo Devido à Ocorrência do dano		
	Baixo	Médio	Alto
Baixo	1,20	2,00	2,50
Médio	1,00	1,80	2,45
Alto	0,50	1,50	2,40

4.11. ANDRADE (2004)

Segundo ANDRADE (2004) o processo de penetração de agentes agressivos não segue uma única lei e é decorrente de diversos fenômenos simultaneamente e que não se podem modelar pelas leis de difusão.

Segundo a autora com os conhecimentos atuais é mais conveniente estabelecer modelos de vida útil baseados em parâmetros de medição mais fácil e propõe um modelo baseado na resistividade do concreto, aplicável tanto à penetração de cloretos como à carbonatação.

Abaixo apresentamos o modelo de resistividade proposto por ANDRADE:

$$t_i = \frac{x^2 \cdot \rho_{es} \cdot r_{Cl,CO_2}}{k_{Cl,CO_2}} \quad (53)$$

Onde:

t_i = período de iniciação (s)

x = cobrimento (m)

ρ_{es} = resistividade esperada ($\Omega \cdot m$)

r_{Cl,CO_2} = coeficiente de combinação (s)

k_{Cl,CO_2} = constante de agressividade ambiental. ($\Omega \cdot m^3$)

4.12. Outros Modelos

Muitos outros modelos existem na literatura, geralmente mais limitados que os aqui apresentados tanto em abrangência de utilização como em aceitação no meio científico.

SANJUÁN (1992) apresenta uma importante compilação de diversos modelos de previsão da carbonatação, dividindo-os em grupos segundo sejam modelos para determinação do coeficiente de carbonatação K_{CO_2} da eq.(3), modelos para previsão da carbonatação em função da resistência do concreto e um terceiro grupo de modelos com relações que levam em conta diversos outros parâmetros.

4.13. Comentários Sobre os Modelos de Carbonatação

Embora os modelos matemáticos estudados contribuam muito para o entendimento do fenômeno da carbonatação muitos deles são incompletos com relação à previsão, ou seja, não apresentam as equações para estimativa de todos os parâmetros em função das características do concreto e do ambiente. Aqui se incluem os modelos de SENTLER (1984), PARROT (1987), BAKKER (1988) E SCHIESSEL (1988).

Apesar de estar corretamente postulado em termos conceituais o modelo de BAKKER (1988) apresenta um erro em sua formulação matemática. A idéia do pesquisador é calcular o tempo total no qual o concreto não se encontra saturado, possibilitando a carbonatação e em seguida aplicar o modelo da raiz do tempo. Assim sendo é necessário realizar o cálculo da profundidade de carbonatação multiplicando-se um fator pela raiz da somatória dos tempos “não saturados”. A formulação apresentada é a somatória das raízes dos tempos o que produz resultados totalmente diferentes.

O modelo de TUUTTI (1982) é bastante completo porém a inexistência de equações para obtenção dos coeficientes de difusão torna difícil a sua aplicação prática. Além disso, seus estudos indiretos de carbonatação através das medidas de penetração de oxigênio levaram a conclusões errôneas nos concretos com adições.

Os modelos de TUUTTI, PAPADAKIS, CEB e IZQUIERDO levam em conta o consumo de cimento para o cálculo da reserva alcalina do concreto, o que é errôneo conforme apresentado anteriormente nesta dissertação.

O único modelo que leva em conta diferentes tipos de cimento de maneira satisfatória é o modelo de HELENE (1997).

O modelo de PAPADAKIS (1989) é bastante completo e contempla a influência de praticamente todos os parâmetros, com exceção dos ciclos de molhagem e secagem explorado por BAKKER (1988). O método de cálculo da reserva alcalina por esse modelo também é limitado ao cimento portland comum (CPI).

O ábaco de THOMAS & MATHEWS (1992) embora conceitualmente adequado não é genérico, por que foi elaborado para uma condição específica de exposição.

Nota-se que os modelos de SENTLER (1984), PAPADAKIS (1989) e CEB (1996) seguem a mesma formulação geral, variando apenas a maneira de cálculo das variáveis.

Embora o modelo do CEB (1996) tenha a desvantagem de não considerar de maneira explícita os valores de umidade relativa do ar e ciclos de molhagem e secagem. É um único modelo que contempla todas as variáveis exceto o tipo de cimento, sendo que as condições de cura e exposição são levadas em conta com o uso das tabelas de coeficientes.

IZQUIERDO (2003) comprovou que os modelos de TUUTTI (1982) e CEB (1996) são equivalentes e levam a resultados praticamente idênticos para um determinado coeficiente de difusão fixo e mesmas condições ambientais.

A importante contribuição do modelo de IZQUIERDO (2003) é a caracterização estatística das variáveis. Esse modelo é extremamente complexo e só pode ser utilizado empregando sistemas computacionais específicos para análises de confiabilidade.

O modelo de ANDRADE (2004) é bastante interessante pela simplicidade do ensaio de resistividade do concreto, entretanto esse modelo ainda está muito incipiente e não estão disponíveis no momento os valores de seus coeficientes.

No momento o modelo de ANDRADE (2004) está sendo objeto de calibração no projeto espanhol CALIDUR, no qual uma série de estações de trabalho estão sendo instaladas em todo o país com o objetivo de realizar entre outras aferições a calibração do modelo de resistividade do concreto.

A seguir se fará a comparação entre os modelos de TUUTTI (1982), PAPADAKIS (1989), CEB (1986) e HELENE (1997) para algumas classes de concreto em uma condição ambiental estabelecida.

Foram também incluídos para efeito de comparação os valores obtidos pelo ábaco de THOMAS & MATHEWS (1992), muito embora seja difícil conseguir uniformidade nos parâmetros de entrada.

Composição química do cimento:

$$m_{C_3S} = 50\%$$

$$m_{C_2S} = 30\%$$

$$m_{C_4AF} = 10\%$$

$$m_{C_3A} = 10\%$$

$$m_{cl} = 95\%$$

$$m_{ge} = 5\%$$

$$CaO = 65\%$$

Características do concreto e materiais:

$$\text{Massa unitária do cimento} = 1.230 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Massa unitária dos agregados} = 1.500 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ar aprisionado} = 5\%$$

$$\text{Tempo de cura} = 1 \text{ dia.}$$

Condições ambientais:

$$\text{Umidade relativa do ar} = 85\%$$

$$\text{Concentração de CO}_2 \text{ ambiente} = 0,05\%$$

Coeficientes de cura ($K_1 \times K_2$): considerando boa cura e exposição exterior pode-se adotar $K_1 \times K_2 = 0,5$.

Fator de idade (n): para desconsiderar os efeitos de molhagem e secagem se adotou situação exterior protegida com $n = 0,1$.

Uma conversão necessária é a da concentração de CO₂ ambiente Cs de % em volume para kg/m³. Isso se faz por meio da equação de estado de Clapeyron³:

$$p \cdot V = n \cdot R \cdot T \quad (54)$$

Onde:

p = pressão

V = volume

n = número de moles

R = constante universal dos gases

T = temperatura

Supondo:

$$p = 1 \text{ atm} = 101.325 \text{ N/m}^2$$

$$T = 20^\circ \text{C} = 293 \text{ K}$$

$$V = 1 \text{ m}^3$$

$$R = 8,314 \frac{\text{N} \cdot \text{m}}{\text{mol} \cdot \text{K}}$$

$$Cs = 0,03\% \text{ em volume}$$

$$p = 1 \text{ atm} = 101.325 \text{ N/m}^2$$

$$T = 20^\circ \text{C} = 293 \text{ K}$$

$$V = 1 \text{ m}^3$$

$$R = 8,314$$

$$n = \frac{101.325 \cdot 1}{8,314 \cdot 293} = 41,59 \text{ moles}$$

Como a massa molar do CO₂ é 44 o peso de 1 m³ de CO₂ nestas condições é:

$$41,59 \cdot 44 = 1.830 \text{ g} = 1,83 \text{ kg}$$

E assim a concentração superficial Cs é:

$$1,83 \cdot \frac{0,03}{100} = 0,0005 \text{ kg/m}^3$$

³ Engenheiro Francês que em 1834 estabeleceu a relação entre as grandezas de um gás.

Tabela 4.7: Comparação da profundidade de carbonatação em 50 anos a partir dos modelos de TUUTTI, PAPADAKIS, CEB, HELENE e THOMAS.

f _{ck} (MPa)	a/c	ag/c	C (kg/m ³)	Profundidade de Carbonatação em 50 anos (mm)				
				TUUTTI	CEB	PAPADAKIS	HELENE	THOMAS
20	0,75	7,4	250	34	13	16	23	63
25	0,65	6,5	280	30	13	13	20	47
35	0,50	4,9	350	24	12	9	14	30
45	0,40	3,5	470	10	10	6	8	16

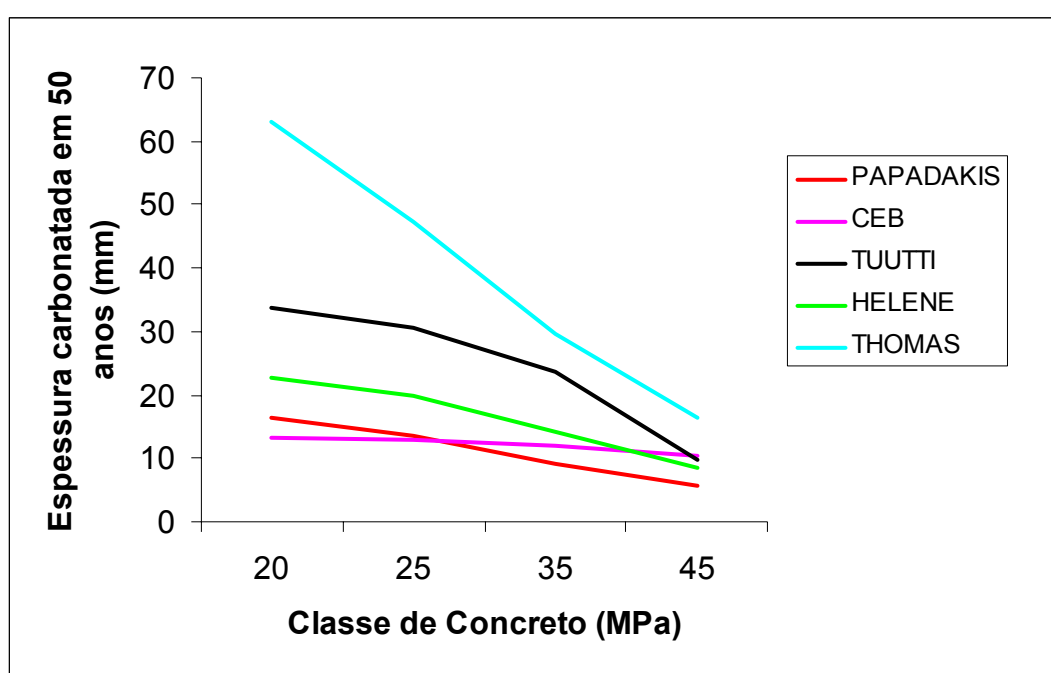


Figura 4.6: Profundidade de carbonatação em 50 anos, em função do tipo de concreto segundo os modelos de TUUTTI, PAPADAKIS, CEB, HELENE e THOMAS para as condições ambientais definidas.

Nota-se que para os dados de entrada utilizados os valores mais próximos são os obtidos pelos modelos do CEB e PAPADAKIS .

Os modelos coincidem que concretos de maior resistência apresentam profundidades carbonatadas muito inferiores a concretos de menor resistência.

As máximas profundidades foram obtidas pelo modelo de THOMAS & MATHEWS.

Pode-se observar que o modelo do CEB apresenta uma variação muito pequena na profundidade carbonatada em função da classe de concreto, revelando que o modelo considera uma influência maior das condições ambientais.

A crescente utilização de cimentos com adições e além disso com teores cada vez elevados é motivo de inquietude no meio técnico com relação à durabilidade das estruturas.

Na figura 4.5 se apresenta o período de iniciação estimado com base no modelo de HELENE (1997) para um concreto classe 25 utilizando os tipos de cimento CPI, CPIII e CPIV em função dos cobrimentos.

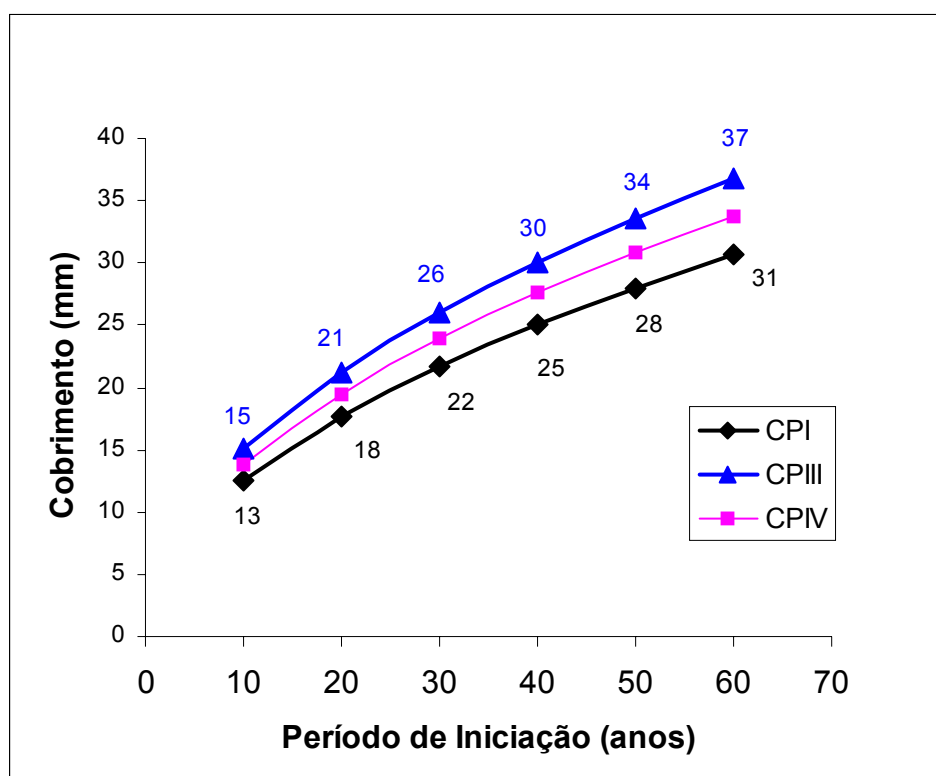


Figura 4.7: Período de iniciação estimado para um concreto classe 25 em função dos cobrimentos e do tipo de cimento.

5. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O procedimento experimental realizado nesta pesquisa objetiva contribuir para o conhecimento da variabilidade da profundidade de carbonatação e cobrimentos nas garagens de um edifício residencial.

5.1. Descrição da Estrutura

O edifício selecionado foi o Condomínio Edifício Flávia, situado na Alameda Itú, zona central da cidade de São Paulo, com aproximadamente 30 anos de idade. Não foi encontrada nenhuma informação sobre qual foi a construtora do edifício, projeto estrutural, projeto arquitetônico etc.

As garagens do edifício objeto desse estudo, são constituídas por um único nível de vagas situadas a aproximadamente 2 metros abaixo do nível da rua apresentando pouca ventilação.

A estrutura em concreto armado é pintada com uma caiação. Existe uma pintura acrílica de sinalização nos pés dos pilares desde o piso até uma altura de 0,5 m.

O piso é apoiado diretamente sobre solo.

Segundo informações do condomínio houveram problemas de infiltração de água na laje do térreo (teto da garagem) e que foram sanados por meio de uma nova impermeabilização do térreo com manta asfáltica.

As garagens apresentam alguns pontos de corrosão de armaduras, fundamentalmente nos pontos em que havia infiltração de água nas lajes e na base de alguns pilares.

Existem muitos indícios de baixo controle de qualidade na construção e também falhas executivas visíveis.

A estrutura do edifício é composta por duas linhas de seis pilares (P1 a P12) que seguem ao longo de toda a altura do edifício. No térreo existem panos de laje adicionais externos à projeção do edifício que se apóiam sobre as cortinas de contenção existentes (Figuras 5.1 e 5.2).

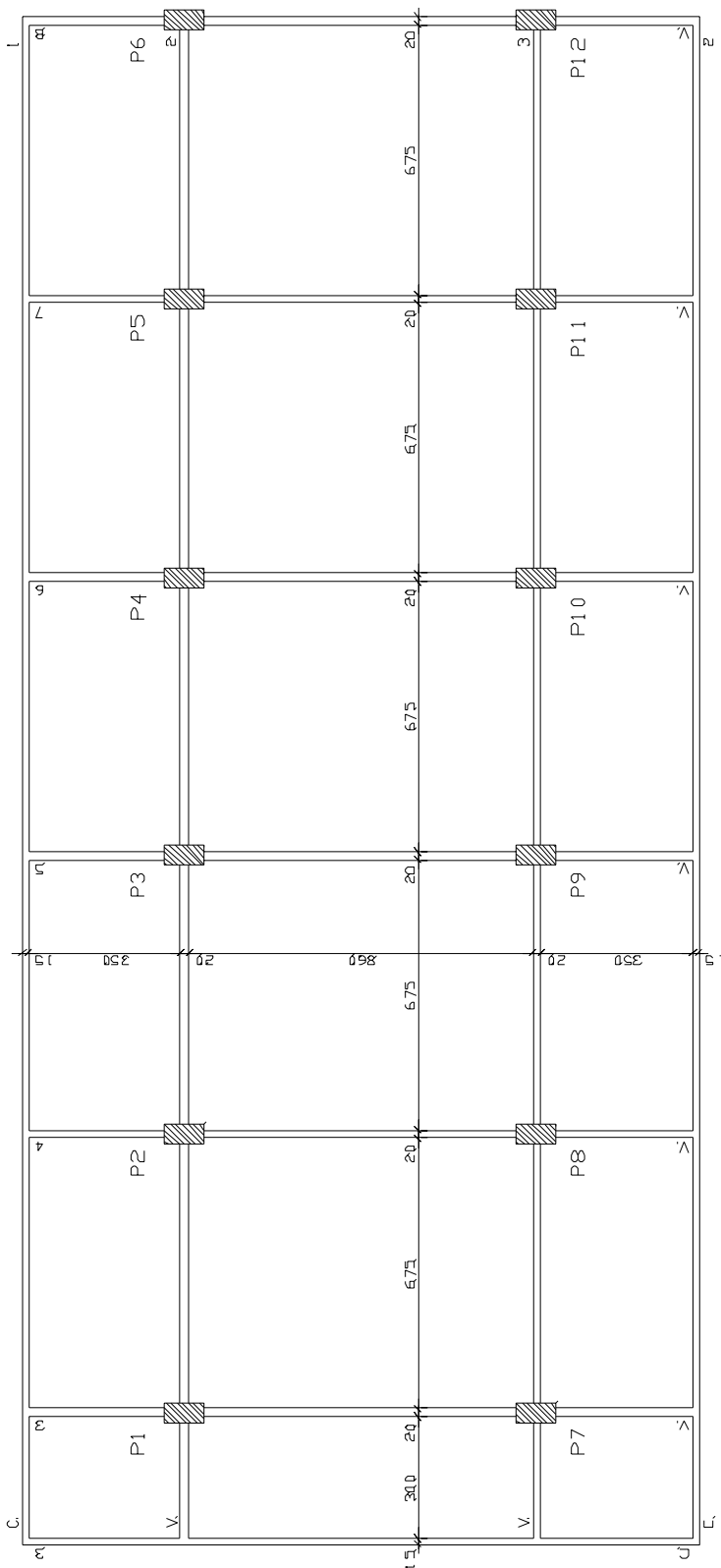


Figura 5.1: Esquema estrutural em planta do nível térreo do Condomínio Edifício Flávia.

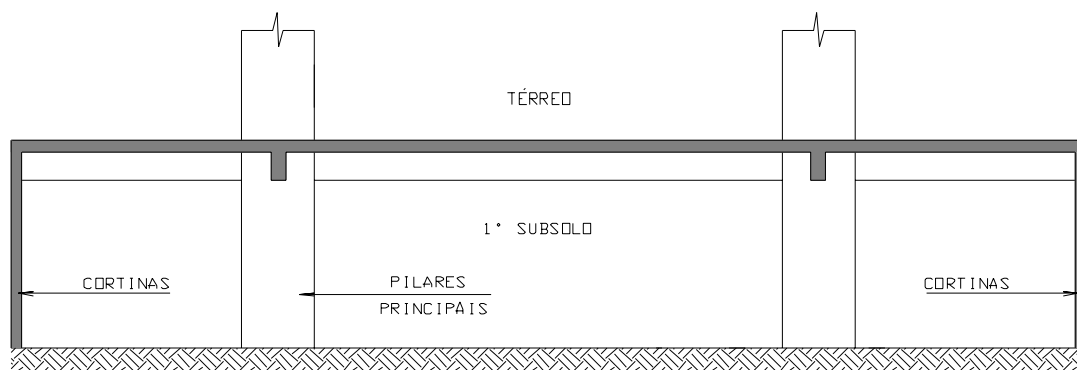


Figura 5.2: Corte transversal do subsolo do Condomínio Edifício Flávia.



Figura 5.3: Vista geral da garagem.

5.2. Plano de Amostragem

O primeiro passo foi montar um plano de amostragem de forma a negociar com o representante do condomínio o remanejamento de vagas necessário durante os trabalhos de campo e a realização de reparos nos pontos de medição.

As medidas selecionadas foram:

- a) Profundidade de carbonatação.
- b) Cobrimento de armaduras.
- c) Umidade relativa do ar.
- d) Concentração de CO₂ ambiente.

Inicialmente se desejava realizar medidas de umidade superficial do concreto, medida que infelizmente teve de ser descartada por necessitar de lixamento sobre a superfície do concreto para remoção da tinta existente e planificação da superfície para a correta colocação do apalpador do equipamento de medida. Tal procedimento de lixamento acarretaria a formação de pó em níveis inaceitáveis para os moradores do edifício.

Foram selecionados os pórticos transversais da estrutura para realização das medidas. Esses pórticos foram divididos em 9 regiões: base, meio e topo das duas linhas de pilares e apoios e centro de vãos das vigas.

As medidas foram realizadas em cinco dos seis pórticos existentes. O pórtico que não foi objeto de medidas foi o formado entre os pilares P6 e P12 por conter equipamentos de acionamento de um portão automático pela face interna, o que impedia as leituras sendo que a face externa não é representativa da situação de exposição do restante da estrutura do subsolo além de conter um revestimento espesso.

Dessa forma foram realizadas 45 medidas (9 regiões x 5 pórticos) de profundidade de carbonatação e cobrimento de armaduras. As medidas de umidade relativa do ar e concentração de CO₂ ambiente foram realizadas somente nas 6 regiões dos pilares,

uma vez que esses ensaios são representativos do ambiente de cada altura, totalizando assim 30 medidas (6 regiões x 5 pórticos).

A Figura 5.3 ilustra o posicionamento típico das medidas nos pórticos transversais.

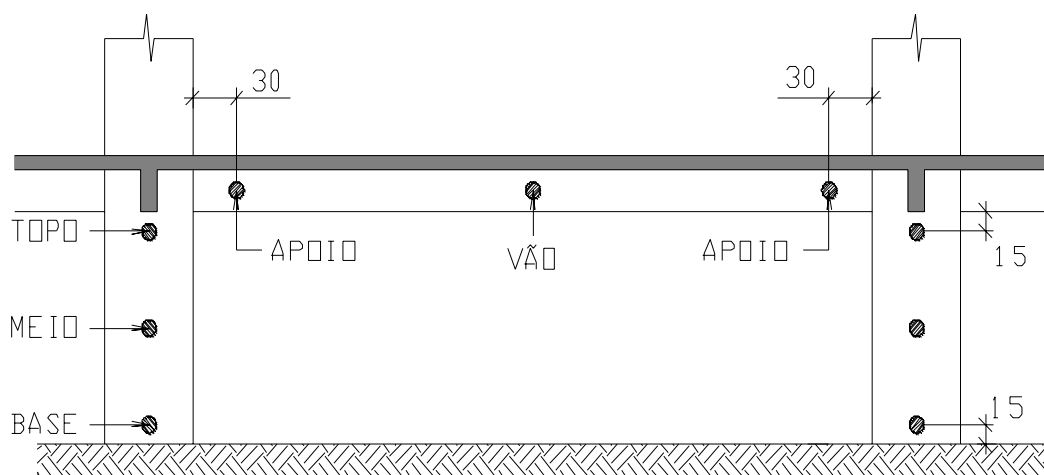


Figura 5.4: Posicionamento típico das medidas nos pórticos transversais.



Figura 5.5: Vista de um dos pilares durante a realização dos ensaios.

5.3. Metodologia de Medida

Para os ensaios de profundidade de carbonatação e cobrimento foi primeiramente detectada a posição da armadura por meio da utilização de pacômetro marca BOSH modelo DMO 10.



Figura 5.6: Locação do posicionamento de armadura utilizando pacômetro.

Após a locação da posição da armadura procedia-se o rompimento localizado do concreto na região até encontrar a armadura.

Imediatamente após o rompimento, a superfície do concreto era limpa com pincel de cerdas macias para remoção do pó proveniente do rompimento e era aspergida solução alcoólica de fenolftaleína preparada de acordo com a norma UNE 112-011-94 (1994).

A profundidade de carbonatação máxima em cada ponto era medida com utilização de paquímetro e também o cobrimento de armaduras em relação aos estribos.



Figura 5.7: Medida do cobrimento de armaduras.

Após a realização das medidas de carbonatação e cobrimento se realizava a medida de umidade relativa do ar utilizando o equipamento “Thermo Higrometer” da marca KILTLER e a de concentração de CO₂ ambiente com equipamento portátil da marca NEOTRONICS, sendo ambas medidas realizadas na região onde se mediu a profundidade de carbonatação.



Figura 5.8: Medida de umidade relativa do ar.



Figura 5.9: Medida de concentração de CO₂ ambiente.

6. RESULTADOS

A seguir apresentam-se as tabelas resumo com os resultados de profundidade de carbonatação, cobrimentos de armadura, umidade relativa do ar e concentração de CO₂ ambiente.

Tabela 6.1: Resultados de profundidade de carbonatação.

Elemento		Média (cm)		CV* (%)	
Pilares	Base	1,15	1,99	62	78
	Meio	3,33		57	
	Topo	1,48		48	
Vigas	Apoio	3,19	3,65	31	31
	Vão	4,56		18	
Geral		2,54		64	

Tabela 6.2: Resultados de cobrimentos.

Elemento	Média (cm)	CV* (%)
Pilares	1,70	48
Vigas	1,33	58
Geral	1,57	51

Tabela 6.3: Resultados de Umidade relativa do Ar.

Posição	Média (%)	CV* (%)
Base	67,8	6
Meio	67,5	5
Topo	68,7	3
Geral	68,0	4

Tabela 6.4: Resultados de Concentração de CO₂ ambiente.

Posição	Média (%)	CV* (%)
Base	1,23	14
Meio	1,30	8
Topo	1,43	8
Geral	1,3	12

* CV = Coeficiente de Variação

7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

7.1. Profundidade de Carbonatação

Pode-se notar que a profundidade de carbonatação no meio dos pilares é maior que na base e no topo. A análise de variância dos resultados mostrou que não existe diferença estatística entre os resultados da base e do topo dos pilares, mas que de fato a diferença encontrada no meio é significativa.

Essa diferença pode ser atribuída a uma maior umidade que existe na base e no topo. Na base existe a absorção capilar de água do terreno e a presença intermitente de água de lavagem, além da pintura de sinalização existente. no topo existiam as infiltrações de água também intermitentes devido aos períodos de chuva e estiagem.

Como já foi discutido no decorrer deste trabalho a presença de umidade dificulta a difusão do CO_2 para o interior do concreto e assim diminui a velocidade de carbonatação.

Nas vigas a maior profundidade de carbonatação foi encontrada nos vãos com diferença estatisticamente comprovada com relação aos apoios.

A Figura 7.1 ilustra a distribuição da profundidade de carbonatação das vigas em planta, onde se pode observar graficamente a tendência de concentração das maiores profundidade de carbonatação nos vãos.

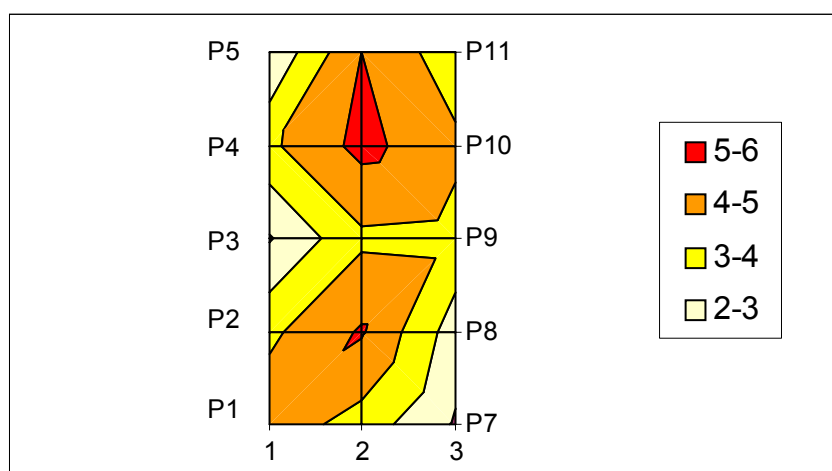


Figura 7.1: Distribuição da profundidade de carbonatação nas vigas.

A diferença constatada pode ser atribuída à maior fissuração do vão em relação aos apoios da viga. É importante notar que nessa estrutura a armadura de cortante é constituída fundamentalmente de barras dobradas (“cavaletes”) o que conduz a um controle de fissuração pior em relação aos estribos mais comumente usados hoje em dia e é possível que nas estruturas atuais a diferença na profundidade de carbonatação entre os apoios e vãos seja mais acentuada.

Também foi constatada diferença estatística entre o topo dos pilares e os apoios das vigas, sendo que nos apoios a profundidade de carbonatação foi maior. Nessa comparação concorrem conjuntamente os dois efeitos locais já discutidos: fissuração e maior umidade.

O topo dos pilares, que são peças comprimidas e não apresentam fissuração, estavam sujeitos à ação da umidade das infiltrações dificultando o avanço da profundidade de carbonatação nessa região. As vigas por sua vez apresentam alguma fissuração nos apoios e além disso não apresentam influência das infiltrações de água.

Para ilustrar a análise de variância realizada é apresentado nas Figuras 7.2. e 7.3. a análise de resíduos que indica que a hipótese de distribuição normal para a carbonatação é apropriada.

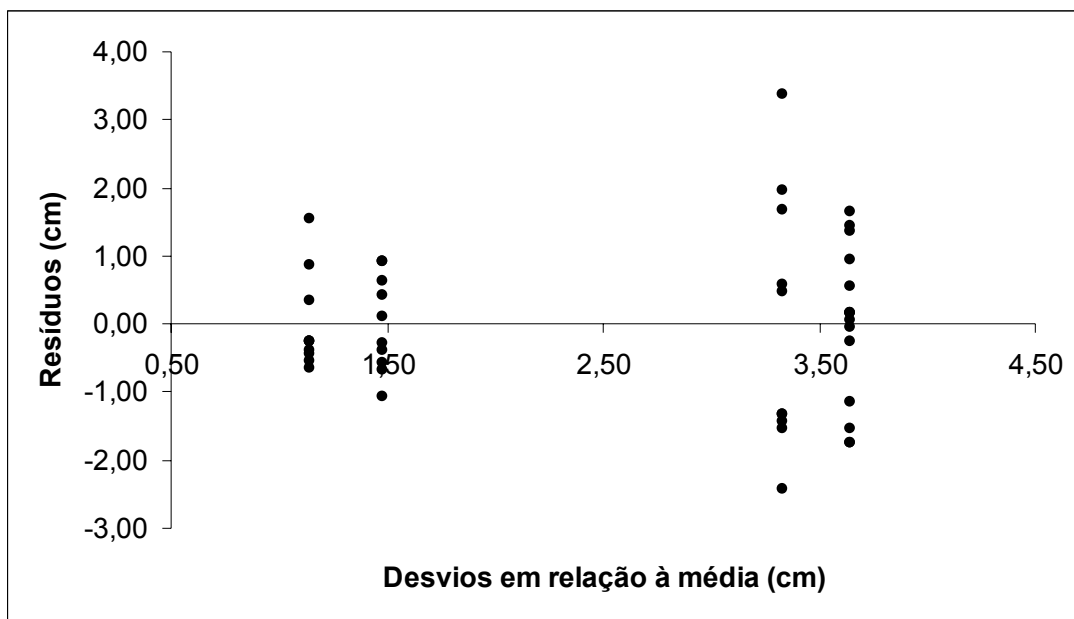


Figura 7.2: Análise de resíduos da profundidade de carbonatação.

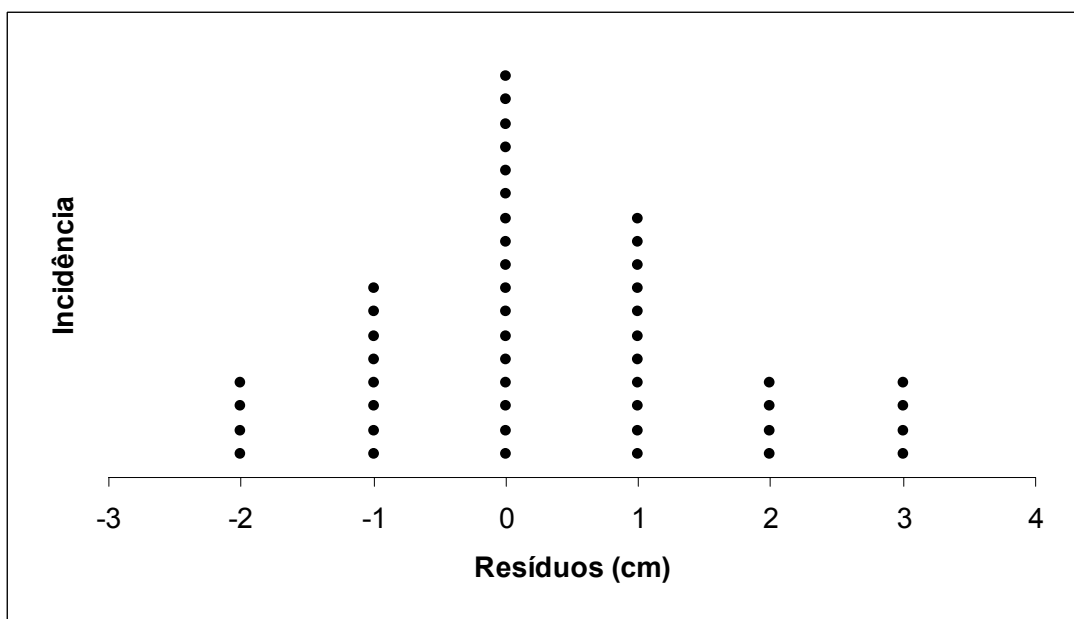


Figura 7.3: Análise de resíduos da profundidade de carbonatação.

Com relação à variabilidade da profundidade de carbonatação o modelo estatístico de IZQUIERDO (2003) resulta coeficientes de variação de 60%. Este autor aplicando esse modelo a um caso de avaliação de uma estrutura existente encontrou coeficientes de variação para a profundidade de carbonatação da ordem de 38% após a atualização de variáveis.

HELENE (1997) adota um coeficiente de variação para a carbonatação de 25% e distribuição normal. Esse autor chama a atenção para o fato de que a análise da variabilidade não pode ser global, ou seja, tem de ser realizada com muito critério utilizando o conceito de lotes e que nessas condições a variabilidade cai muito.

A análise de resultados obtidos por CASTRO et al. (2000) em 10 obras estudadas e em condições bastante uniformes resultou em valores médios do coeficiente de carbonatação de $4,7 \text{ mm/ano}^{1/2}$ com coeficiente de variação de 34%.

Os coeficientes de variação obtidos nessa pesquisa foram bastante altos para as três regiões dos pilares, variando de 50 a 60%. No caso das vigas os coeficientes de variação do centro dos vão foram da ordem de 18% enquanto que nos apoios o valor foi bastante maior, chegando a 31%.

O baixo controle de qualidade constatado nesse caso em particular pode colaborar para os elevados coeficientes de variação obtidos, principalmente nos pilares.

O valor da variabilidade global obtido de 64%, embora sem muito significado físico é coerente com o valor obtido pelo modelo de IZQUIERDO (2003) antes da atualização de varáveis.

7.2. Cobrimentos

Os cobrimentos de armaduras medidos são extremamente baixos, em desacordo com a especificação de 2 cm da NBR 6118/60, que provavelmente era a norma em vigor quando da construção do edifício.

Obviamente que os cobrimentos estão muito aquém da revisão de 2003 da NBR 6118, que especifica 3 cm para o tipo de ambiente e qualidade do concreto em questão.

HELENE (1997) adota um coeficiente de variação para os cobrimentos de 25% e distribuição normal.

IZQUIERDO (2003) encontrou coeficientes de variação de 30% para estruturas com controle de qualidade normal e distribuição de probabilidade log-normal.

O coeficiente de variação de 51% obtido pode ser explicado pelo baixo controle de qualidade constatado na obra e que era bastante comum na época da construção do edifício. O fato de todas as medidas terem sido realizadas sobre uma mesma face faz com que não existam motivos para tratar separadamente as regiões das vigas e dos pilares.

7.3. Umidade Relativa do Ar

Embora as médias de umidade relativa do ar sejam maiores na base e no topo que no centro dos pilares a análise de variância não indicou diferença estatística entre essas médias.

Talvez a medida mais adequada e que poderia comprovar a influência da umidade na base e topo dos pilares seja efetivamente a umidade superficial que não pode ser realizada como já foi mencionado em 5.2.

7.4. Concentração de CO₂ Ambiente

Os resultados de concentração de CO₂ ambiente são muito elevados e se encontram na faixa de ambiente de atmosferas viciadas (HELENE, 1986).

Segundo MARIANO (2005) o fato de as medições terem sido realizadas em um período curto de tempo faz com que os valores não sejam representativos da variação da concentração de CO₂ ambiente no ano. Além disso a variação durante a vida útil da estrutura pode ser significativa, uma vez que segundo o histórico do edifício durante vários anos de sua vida útil o movimento das garagens não era tão intenso quanto nos dias atuais.

Os resultados crescem da base em direção ao topo e são considerados estatisticamente diferentes.

O coeficiente de variação de 12% encontrado é bastante coerente com o valor de 15% proposto por IZQUIERDO (2003) para esse parâmetro.

7.5. Probabilidade de Despassivação

Conhecida a média, desvio padrão e tipo de distribuição de probabilidade da carbonatação e cobrimentos é possível calcular a probabilidade de despassivação teórica.

Considerando a existência de duas curvas de probabilidade uma dos cobrimentos e outra da carbonatação a subtração entre elas dá origem a uma terceira curva de probabilidades denominada de função limite (G).

Quando a profundidade de carbonatação supera os cobrimentos, os valores da função limite se tornam negativos e assim a probabilidade de despassivação é definida como $P(G < 0)$.

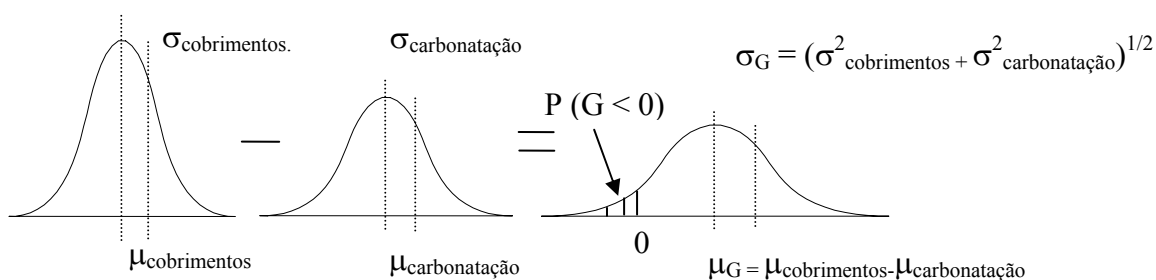


Figura 7.4: Representação da função limite e probabilidade de despassivação.

Para o caso particular em questão utilizando a variabilidade da carbonatação nos apoios das vigas e cobrimentos:

$$\mu_{\text{cob.}} = 1,33 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{cob.}} = 0,58 \cdot 1,33 = 0,77 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{carb.}} = 3,19 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{carb.}} = 0,31 \cdot 3,19 = 0,99 \text{ cm}$$

$$\mu_G = 1,33 - 3,19 = -1,86 \text{ cm}$$

$$\sigma_G = \sqrt{0,77^2 + 0,99^2} = 1,25 \text{ cm}$$

Uma vez conhecidas os parâmetros estatísticos de G pode-se calcular a probabilidade de despassivação $P(G < 0)$ utilizando uma tabela de probabilidades da distribuição normal:

$$g = \frac{0 - 1,86}{1,25} = -1,49$$

$$P(G < 0) = 1 - P(g > -1,49) = 1 - 0,0681 \cong 0,93$$

Onde “g” é o valor reduzido da função limite para utilização das tabelas de distribuição normal padrão.

Assim a probabilidade de despassivação teórica calculada com os dados de campo é aproximadamente 93%.

Esse resultado é coincidente com a incidência de despassivação encontrada nas vigas da estrutura estudada por comparação entre os cobrimentos encontrados e profundidade de carbonatação de cada ponto (Figura 7.5).

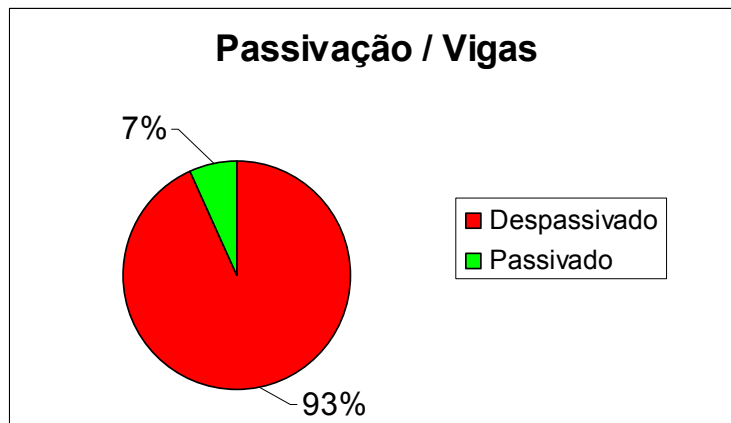


Figura 7.5: Incidência de passivação nas vigas.

Isso indica mais uma vez que a hipótese de distribuições normais para os cobrimentos e carbonatação é adequada para o caso.

Se é possível estimar a profundidade média de carbonatação por modelos deterministas e conhecendo-se os parâmetros estatísticos da carbonatação e cobrimentos pode-se calcular a vida útil de projeto para uma determinada probabilidade de despassivação ou determinar cobrimentos mínimos para atender uma vida útil de projeto de acordo com índices de confiabilidade β calibrados economicamente como os indicados na tabela 4.6 (IZQUIERDO, 2003).

A seguir se apresenta a incidência de despassivação encontrada na estrutura considerando os pilares:

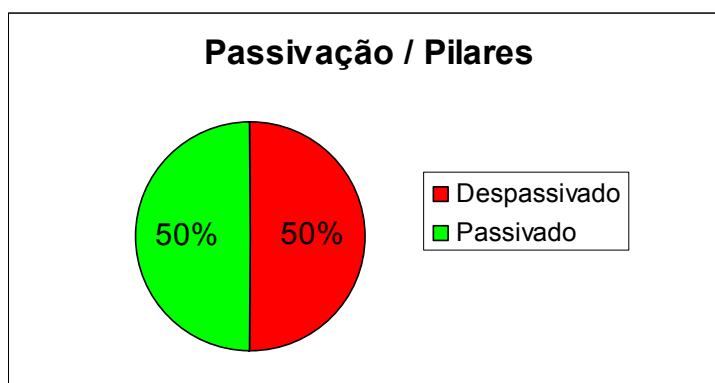


Figura 7.6: Incidência de passivação nos pilares.

Nota-se que a incidência de despassivação nas vigas é bastante superior à dos pilares por que nas vigas os cobrimentos de armaduras são inferiores e além disso as profundidades de carbonatação são mais elevadas pelos motivos já discutidos.

7.6. Cálculo Teórico da Profundidade de Carbonatação

Será feita a simulação da profundidade de carbonatação esperada empregando os modelos de PAPADAKIS (1989), CEB (1996) e HELENE (1997) para um cenário compatível com o encontrado no Condomínio Edifício Flávia.

Composição química do cimento:

$$m_{C_3S} = 50\%$$

$$m_{C_2S} = 30\%$$

$$m_{C_4AF} = 10\%$$

$$m_{C_3A} = 10\%$$

$$m_{cl} = 95\%$$

$$m_{ge} = 5\%$$

Características do concreto e materiais:

$$\text{Massa unitária do cimento} = 1.230 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Massa unitária dos agregados} = 1.500 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Ar aprisionado} = 5\%$$

$$\text{Tempo de cura} = 3 \text{ dias.}$$

$$\text{CaO} = 65\%$$

Condições ambientais:

Umidade relativa do ar = 65%

Concentração de CO₂ ambiente = 0,1% (valor admitido supondo atmosfera de tráfego intenso segundo HELENE, 1986).

Coefficientes de cura (K1 x K2): considerando boa cura e exposição exterior (UR 68%) pode-se adotar K1 x K2 = 0,5

Fator de idade (n): como a umidade relativa do ar é elevada adotaremos situação exterior protegida n = 0,1.

Tabela 7.1: Resultados de profundidade de carbonatação obtidos pelos modelos para o cenário do estudo experimental.

Modelo	Profundidade de Carbonatação em 30 anos (cm)
CEB	1,7
HELENE	2,6
PAPADAKIS	4,5

Se desconsiderarmos os efeitos locais de umidade encontrados na base e topo dos pilares e a fissuração dos vãos das vigas encontramos uma média de valores experimentais de aproximadamente 3,3 cm.

O valor que mais se aproxima desse valor é o obtido pelo modelo de HELENE (1997).

A figura 7.8 apresenta a dispersão da profundidade de carbonatação observada em campo, a média geral de todos os valores e o valor obtido pelo modelo de HELENE (1997).

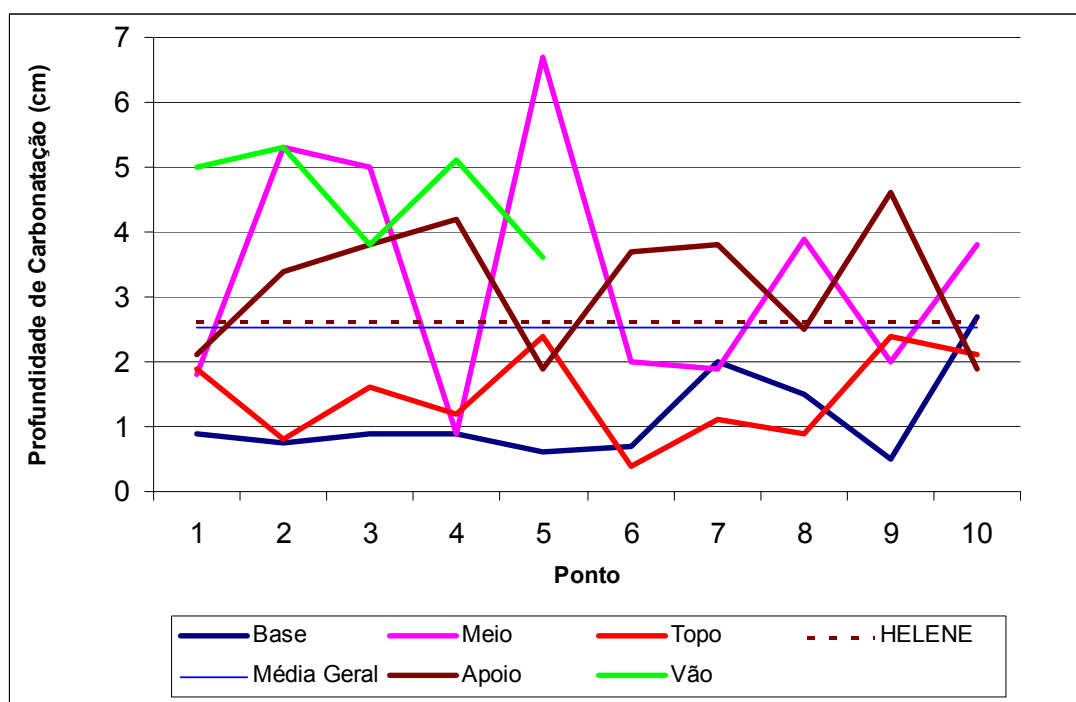


Figura 7.8: Dispersão da profundidade de carbonatação obtida em campo e comparação com os valores calculados pelo modelo de HELENE.

8. SISTEMA COMPUTACIONAL

Conforme discutido em 4.13 o modelo de previsão de HELENE (1997) é o mais completo dentre os estudados e o que melhor aproximação apresentou com relação ao caso experimental estudado. Por esses motivos foi o escolhido para implementação em um sistema computacional para previsão do período de iniciação da corrosão por carbonatação.

O programa CARAMBOLA⁴ além dos cálculos deterministas emprega métodos probabilistas para previsão do período de iniciação.

O desenvolvimento foi realizado na linguagem Visual Basic® no ambiente de desenvolvimento Microsoft Visual Basic 6.0® compatível com o sistema operacional Windows® também da empresa Microsoft®.

A figura 8.1. apresenta a tela principal do programa onde são fornecidos os dados do ambiente, as características do concreto e os coeficientes de variação da carbonatação e dos cobrimentos, além da probabilidade de despassivação aceitável, caso se deseje realizar a análise probabilista.

O primeiro passo é selecionar a opção de cálculo determinista ou probabilista e em seguida fornecer os dados necessários.

É necessário também fornecer o tipo de cimento e a concentração de CO₂ ambiente.

⁴ Depois da Índia o Brasil é o segundo produtor mundial de CARAMBOLA, uma fruta tida como de quintais e pomares caseiros. (<http://www.coresesaborestropicais.hpg.ig.com.br/Carambola/carambola.html>). Na Espanha o jogo tradicional de bilhar CARAMBOLA deu origem a que a palavra seja usada para expressar um lance de sorte ou uma grande coincidência. Assim, o nome dado ao programa assume nuances lúdicas como a dupla nacionalidade brasileira e espanhola deste autor, o fato do programa ser de produção caseira e ainda uma expectativa de boa sorte.

CARAMBOLA

Determinista Probabilista

Dados dos Materiais e Ambiente

fck (MPa)

Tipo de cimento

Cobrimento (cm)

CO₂ ambiente (%)

Variabilidade

CV carbonatação (%)

CV cobrimentos (%)

Probabilidade de Despassivação (%)

Resultados

k_{CO₂} (mm /ano^{1/2})

Tempo até a despassivação (anos)

Calcular!


 **CARAMBOLA**
Desenvolvido por Thomas Garcia Carmona
thomas@exataweb.com.br

Figura 8.1: Tela principal do programa CARAMBOLA.

O cálculo determinista é realizado encontrando-se o valor do período de iniciação “t” necessário para que a profundidade de carbonatação se iguale ao cobrimento de armaduras fornecido.

No caso do cálculo probabilista se supõe distribuições normais para a carbonatação e para os cobrimentos, hipótese que foi válida para o caso estudado na parte experimental deste trabalho.

A segunda suposição é a de que os valores obtidos pelo modelo determinista correspondem à média da profundidade de carbonatação.

A terceira suposição é a de que os coeficientes de variação da carbonatação e dos cobrimentos não variam com o tempo. No caso dos cobrimentos isso é seguramente

verdadeiro, pois essa é uma variável independente do tempo. Já no caso da carbonatação essa é uma suposição que não necessariamente é verdadeira e ainda não se encontrou nenhum estudo sobre a questão.

Dada a variabilidade dos parâmetros se determina o valor médio da profundidade de carbonatação que resulta na probabilidade de despassivação desejada:

$$P(G < 0) = P(Z < g) \quad (53)$$

$$g = \frac{0 - \mu_G}{\sigma_G} \quad (54)$$

Como:

$$\mu_G = \mu_{\text{carb.}} - \mu_{\text{cob.}} \quad (55)$$

$$\sigma_{\text{carb.}} = \mu_{\text{carb.}} \cdot CV_{\text{carb.}} \quad (56)$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_{\text{carb.}}^2 + \sigma_{\text{cob.}}^2} \quad (57)$$

Então substituindo-se as equações (55), (56) e (57) em (54):

$$g = \frac{0 - (\mu_{\text{carb.}} - \mu_{\text{cob.}})}{\sqrt{(\mu_{\text{carb.}} \cdot CV_{\text{carb.}})^2 + \sigma_{\text{cob.}}^2}} \quad (58)$$

A média dos cobrimentos, e os coeficientes de variação dos cobrimentos e da carbonatação são dados de entrada e o valor de “g” é determinado pelas tabelas de probabilidade da distribuição normal padrão que foram introduzidas no programa em função da probabilidade de despassivação fornecida.

Pela eq.(58) se determina a média da carbonatação. Como se pode observar a eq.(58) resulta uma função do segundo grau e assim existem duas raízes, ou seja, duas médias da carbonatação que solucionam a equação. Apenas uma dessas médias resulta na probabilidade de despassivação fornecida, o que é verificado pelo programa.

Após a verificação da média adequada é feito o cálculo do período de iniciação empregando-se eq.(47), eq.(48) e eq.(49), sendo o resultado o período de tempo necessário para que seja atingida a probabilidade de despassivação fornecida.

Para validação do programa foram realizadas diversas simulações e que foram comparadas com resultados obtidos de cálculos manuais.

A figura 8.2. mostra os resultados do cálculo para um cenário como o do estudo experimental deste trabalho, tendo-se introduzido a probabilidade de despassivação de aproximadamente 70% que foi a incidência de despassivação obtida entre todas medidas efetuadas.

O resultado de 27,7 anos obtido é coerente, pois a idade da estrutura é de aproximadamente 30 anos, o que valida o programa sob o aspecto operacional.

The screenshot shows the CARAMBOLA software interface. At the top, there are two radio buttons: "Determinista" (unselected) and "Probabilista" (selected). Below this, there are two main input sections: "Dados dos Materiais e Ambiente" and "Variabilidade".

Dados dos Materiais e Ambiente:

- fck (MPa): 18
- Tipo de cimento: CPI (dropdown menu)
- Cobrimento (cm): 1,57
- CO₂ ambiente (%): 0,1

Variabilidade:

- CV carbonatação (%): 64
- CV cobrimentos (%): 51
- Probabilidade de Despassivação (%): 70 (dropdown menu)

Resultados:

- k_{CO₂} (mm /ano^{1/2}): 4,8
- Tempo até a despassivação (anos): 27,7

A "Calcular!" button is located to the right of the results section.

At the bottom left, there is a logo with three stars (green, yellow, and red) and the text: "CARAMBOLA Desenvolvido por Thomas Garcia Carmona thomas@exataweb.com.br".

Figura 8.2: Tela com os resultados da simulação empregando dados do trabalho experimental.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1. Conclusões

9.1.1. Sobre os Modelos

O modelo que se mostrou mais prático e sem inconsistências teóricas foi o modelo de HELENE (1997). Ainda que maiores desenvolvimentos sejam necessários o modelo é muito adequado para o emprego no projeto de novas estruturas e incorporação nas normas de projeto, seja na forma de ábaco ou de equações.

Modelos como os de TUUTTI (1982), PAPADAKIS (1989) e CEB (1996), ainda carecem de maior desenvolvimento pois apresentam inconsistências teóricas.

Uma limitação existente em todos os modelos é a pequena informação disponível no que se refere à influência de revestimentos e pinturas aplicados sobre o concreto.

Necessidade de um maior conhecimento sobre a agressividade ambiental a que estão sujeitas as estruturas em diversas localidades e situações especiais como a atmosfera viciada constatada no caso estudado.

A atribuição de distribuições normais à carbonatação e cobrimentos para a análise é bastante prática e se mostrou adequada ao caso estudado.

O sistema computacional desenvolvido, apesar de ser muito prático, necessita de validações quanto aos dados de entrada para que possa ser utilizado com maior segurança.

Existe a necessidade de calibrar o modelo a situações reais para que seja possível estimar as profundidades médias de carbonatação e atribuição de coeficientes de variação obtidos em obras reais. Tais dados possibilitariam a derivação de coeficientes parciais de segurança para o denominado estado limite de durabilidade que poderiam ser incorporados nas normas de projeto estrutural.

9.1.2. Da Parte Experimental

No estudo de caso foi possível constatar a influência da fissuração e da umidade sobre a profundidade de carbonatação. Essa influência se deu de acordo com o encontrado na bibliografia consultada, ou seja, a profundidade de carbonatação foi maior nas regiões fissuradas da estrutura do que nas regiões não fissuradas.

No caso da umidade a profundidade de carbonatação foi menor nas regiões sujeitas a infiltrações e ascensão capilar de água, mas ainda assim e de acordo com a bibliografia é justamente nesses locais que se observou a existência de corrosão de armaduras, reforçando o conceito de que não basta que exista despassivação das armaduras para que exista corrosão e outros fatores como a presença de umidade são fundamentais.

Para a obra em questão com um controle de qualidade consideravelmente baixo foi constatada uma variabilidade elevada da profundidade de carbonatação e dos cobrimentos, bastante superior aos valores encontrados na bibliografia. Isso indica que é necessário conhecer a variabilidade desses parâmetros para distintos tipos de controle de qualidade de maneira a que as previsões utilizando os métodos probabilistas sejam adequadas às situações reais das obras.

9.2. Transferência dos Conhecimentos Adquiridos

A transferência da pesquisa realizada será feita por meio da publicação de artigos em veículos especializados.

Até o momento foram submetidos artigos a duas revistas científicas importantes. Uma nacional: a revista eletrônica de materiais do Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON e uma internacional: a revista Materiales de Construcción do Instituto Eduardo Torroja na Espanha.

A divulgação será continuada após o término do trabalho buscando disseminar não apenas o conhecimento e conclusões decorrentes do trabalho experimental como também os temas que carecem de pesquisas.

9.3. Sugestões para Continuidade dos Estudos

A partir do estudo realizado sugerem-se os seguintes temas para estudos futuros de maneira a contribuir com a modelagem matemática da carbonatação e previsão de vida útil com relação a esse tipo de despassivação:

- Variabilidade dos cobrimentos de armaduras e profundidade de carbonatação para distintos tipos de controle de qualidade de obras e derivação de coeficientes parciais de segurança.
- Modelagem da influência das adições ao cimento na carbonatação do concreto.
- Modelagem da influência de revestimentos de argamassa e pinturas na carbonatação do concreto.
- Agressividade ambiental com relação à carbonatação em diversas regiões do país (concentração de CO₂ ambiente e umidade relativa do ar).
- Agressividade ambiental com relação à carbonatação em situações particulares de exposição.
- Calibração de modelos de previsão, nesse caso se sugere estudar os modelos de HELENE (1996) e CEB (1992) por suas características genéricas e facilidade de aplicação. A elaboração de ábacos que relacionem as principais variáveis que interferem na carbonatação, como o apresentado por MATTHEWS (1992) também seria interessante para uma boa visualização do fenômeno.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, M. C. **Nueva Técnica Electroquímica de Medida de la Corrosión de Armaduras en Hormigones Armados y Pretensados: Empleo de Aditivos Inhibidores como Método de Protección**. Madrid, 1973. 129p. Tese (Doutorado) – Universidad Complutense.

ANDRADE, C.; GONZÁLEZ, J. A. **Quantitative Measurements of Corrosion Rate of Reinforcing Steel Embed in Concrete Using Polarization Resistance Measurements**. *Werdstoffe und Korrosion*, Vol. 29, 1978. p.515-519.

ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de Obras Deterioradas por corrosão de Armaduras**. São Paulo: PINI, 1992. 104p.

_____. **Calculation of initiation and propagation periods of service life of reinforcements by using the electrical resistivity**. Proceedings of the International Symposium on advances in concrete through science and engineering, march 22-24, 2004, RILEM. Evanston, Northwestern University, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Corrosion of Metals in Concrete**. Reported by ACI Commitee 222. *ACI JOURNAL*, Jan-Feb, p.3-31, 1985.

_____. **Service Life Prediction – State-of-the-Art Report**: reported by ACI comitee 365. 2000.

_____. **Building Code Requirements for Structural Concrete**. ACI 318. 2002.

AOKI, I. V. **Ação do Benzotriazol como Inibidor de Corrosão para o Aço ABNT – 347 em Meio de Ácido Sulfúrico 2,0 m**. Cordoba, 1988. 458p. Tese (Doutorado) – Universidad Nacional de Cordoba.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto**. Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978.

_____. **Projeto de Estruturas de Concreto**. Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.

BAKKER, R.F.M. Chapter Three. In: SCHIESSL, P. ed. **Corrosion of Steel in Concrete**. Report of the Technical Committee 60 – CSC. RILEM. london, Chapman & Hall, 1988. p. 36-42.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Durability of Buildings and Building Elements, Products and Components**. BS 7543. Londres, 1992.

BYFORS, J. **Plain Concrete at Early Ages**. Stockholm, 1980. Research report Fo 3:80 - Cement – och Betonginstitutet.

- CARMONA, A. F.; HELENE, P. R. L. Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986. p.172-95.
- CARMONA, A. F.; MAREGA, A. **Retrospectiva da Patologia no Brasil; Estudo Estatístico**. In: Jornadas en Español y Português sobre Estructuras y Materiales, Madrid, 1988. Colloquia 88. Madrid, CEDEX, IETcc, mayo 1988. p. 325-48.
- CARMONA, A. F. **Metodologia para Recuperação, Proteção e Determinação da Vida Útil Residual de Estruturas de Concreto em Meio Fortemente Agressivo**. São Paulo, 1998. 199p. Tese (Doutorado) – Instituto Mackenzie.
- CASTRO, P.; MORENO, E.I.; GENESCA, J. **Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings**. Cement and Concrete Research, p. 1565-1571. Pergamon Press, 2000.
- CASCUDO, O. **O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto**. Ed. UFG, Goiânia; Pini, São Paulo, 1997.
- CASCUDO, O. M. **Influência das características do Aço Carbono Destinado ao Uso como Armadura para Concreto Armado no Comportamento Frente à Corrosão**. São Paulo, 2000. 310p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- CINCOTTO, M.A. **Algumas Considerações sobre a Ação de Fluidos Agressivos ao Concreto**. In: COLÓQUIO SOBRE DURABILIDADE DO CONCRETO, 1972. IBRACON, 1972.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL du BETON. **CEB-FIP Model Code 1990. Design Code**. Lausanne, CEB, May 1993. 437p. (Bulletin D'Information, 213-214).
- _____. **Durable Concrete Structures**. Report of Task Group 1 + 2, 1996.
- COMPANHIA de TECNOLOGIA de SANEAMENTO AMBIENTAL do ESTADO de SÃO PAULO. **Agressividade do Meio ao Concreto. CETESB L1007**. São Paulo, CETESB, 1978.
- COMITÊ BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO. **Desempenho de Edifício Habitacionais de até Cinco Pavimentos**. CE-02:136.01, 2004. www.cobracon.org.br.
- CODIGO TECNICO DE LA EDIFICACIÓN – CTE**, Segundo Proyecto, 2004. www.codigotecnico.org.

- COSTA, I. **Evaluation of the Corrosion Resistance of Ear Piercing Studs in a Culture Medium by Electrochemical Impedance Spectroscopy**. Lausanne, 2003. Journal of Electroanalytical Chemistry Lausanne, v.544, p.113-120, 2003.
- CRANK, J. **The Mathematics of Diffusion**. New York, Oxford University Press, 1975.
- CUNHA, A. C. Q. da. **Despassivação das Armaduras de Concreto por Ação da Carbonatação**. São Paulo, 2001. 100p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- DAL MOLIN, D. C. C. **Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos ocorridos no Estado do rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 1988. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do rio Grande do Sul.
- DAL MOLIN, D. C. C. **Contribuição ao Estudo das Propriedades Mecânicas dos Concretos de Alta Resistência com e sem Adições de Microsilica**. São Paulo, 1995. 286p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- FIGUEIREDO, E. P. **Avaliação do Desempenho de Revestimentos para Proteção da Armadura Contra a Corrosão Através de Técnicas Eletroquímicas: Contribuição ao Estudo de Reparo de Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo, 1994. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- HAMADA, M. Neutralization of Concrete and Corrosion of Reinforcing Steel. In: **5th International Symposium on the Chemistry of Cement**. Tokyo, 1968. Proceedings. 1969. v.3, p.346-351.
- HASOFER, A. M.; LIND, N. C. **Exact and Invariant Second Moment Code Format**. Journal of the engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 100, 1974, pp. 111-121.
- HELENE, P. R. L. Corrosão das Armaduras em Concreto Armado. In: 4^o Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto – SIMPATCON. **Anais**. São Paulo, 1981, p. 1-44.
- _____. **Corrosão das Armaduras para Concreto Armado**. São Paulo, IPT, PINI, 1986.
- _____. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, 1993. 231p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

- _____. **Vida útil das Estruturas de Concreto.** In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES. Anais... Porto Alegre, RS, 1997.
- HO, D.W.S.; LEWIS, R.K. **Carbonation of Concrete and its Prediction.** Cement and Concrete Research. v.17, 1987. p.489-54.
- ISAIA, G. C. **Efeitos de Misturas Binárias e Ternárias de Pozolanas em Concreto de elevado Desempenho: Um Estudo de Durabilidade com Vistas à corrosão de Armaduras.** São Paulo, 1995. 280p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- ISAIA, G. C.; CAGHETTI, M. A.; GASTALDINI, A. L. Carbonatação acelerada e natural de concreto com alto teor de pozolanas: um estudo preliminar. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 43., Foz do Iguaçu, 2001. **Anais.** Foz do Iguaçu, 2001. CD-ROM.
- ISA, M. M. **Composição de Agregados para Execução de Argamassas a Serem Empregadas em Construções de Argamassa Armada: Estudo de Caso.** São Carlos, 1990. 166p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos .
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Buildings and Constructed Assets - Service Life Planning.** ISO 15.686. Genebra, 2000.
- IZQUIERDO, L. D. **Bases de diseño para un tratamiento probabilista de los procesos de corrosión de la armadura en el hormigón,** 2003. Tese (Doutorado) - Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- JOEKES, Ines. **Equilíbrio de Osmosedimentação sob gravidade: polidispersões aquosas de Prata.** Campinas, 1983. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Instituto de Química.
- 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.** São Paulo, 1995. 168p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- KAJIMOTO, Zehbour Panossian. **Corrosão Atmosférica de Metais no Estado de São Paulo.** São Paulo: IPT, 1991. 86p.
- LEVY, S.; HELENE, P. R. L. **Reabilitação de Escolas de Concreto Armado no Estado de São Paulo, Brasil.** Relatório Técnico. PINI, 2000.
- LIMA, M. G. **Inibidores de Corrosão: Avaliação da Eficiência Frente à Corrosão de Armaduras Provocada por Cloretos.** São Paulo, 1996. 174p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- LIVTAN, G. G.; MEYER, A. Carbonation of Granulated Blast Furnace Slag Cement Concrete During Twenty Years of Field Exposure. **Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete**. Proceedings. v.2, 1986. p.1445-1462.
- LIBORIO, J. B. L. **Estudo Patológico de Construções de Argamassa Armada**. São Carlos, 1989. 321p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos.
- 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**. São Paulo, 1995. 168p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- MARIANO, M. **Medições de Concentração de CO₂ Ambiente**. São Paulo, Março de 2005. Depoimento.
- MEYER, A. Investigations on the Carbonation of Concrete. In: **5th International Symposium on the Chemistry of Cement**. Tokyo, 1968. Proceedings. 1969. v.3, p.394-401.
- MITRE, M.; BARBOSA, P.; HELENE, P. **Influência do Traço na Carbonatação de Concretos, Argamassas e Pastas**. São Paulo, Revista IBRACON. out-dez, 2002.
- MINISTERIO DE FOMENTO. **Instrucción de Hormigón Estructural - EHE**. Madrid, 1993.
- NEVILLE, ADAM M. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: PINI, 1997. 828p.
- NEPOMUCENO, A. N. **Comportamiento de Los Morteros de Reparación Frente a la Carbonatación y a la Penetración de Cloruros en Estructuras de Hormigón Armado Dañadas por Corrosión de Armaduras: Estudio Mediante la Tecnica de Resistência de Polarización**. Madrid, 1992. 371p. Tese (Doutorado) – Escuela Superior de Caminos, Canales y Puertos de Universidad Politecnica de Madrid.
- NINCE, A. A. **Levantamento de Dados sobre a Deterioração de Estruturas na Região Centro-Oeste**. Brasília, 1996. 176p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia civil, Universidade de Brasília.
- NUNES, F. **Influência da Dosagem na Carbonatação dos Concretos**. São Paulo, 1998. 214p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- POURBAIX, M. **Atlas of Electrochemical Equilibria in Aqueous Solutions**. Houston, NACE, 1974. p.63-70.

- PAPADAKIS, V.G.; VAYENAS, C.G.; FARDIS, M.N. **A Reaction Engineering Approach to the Problem of Concrete Carbonation**. Journal of the American Institute of Chemical Engineers, v.35, n.10, 1989. p.1639-1650.
- PAPADAKIS, V.G.; VAYENAS, C.G.; FARDIS, M.N. **Physical and Chemical Characteristics Affecting the Durability of Concrete**. ACI Materials Journal, v.8, n.2, March-April, 1991a. p.186-196.
- PAPADAKIS, V.G.; VAYENAS, C.G.; FARDIS, M.N. **Fundamental Modeling and Experimental Investigation of Concrete Carbonation**. ACI Journal, v.88, n.4, July-Auguste, 1991b.
- PAPADAKIS, V.G.; FARDIS, M.N.; VAYENAS, C.G. **Effect of Composition Environmental Factors and Cement-lime Mortar Coating on Concrete Carbonation**. Materials and Structures, n.25, 1992. p.293-304.
- PARROT. **Review of carbonation in reinforced concrete**. Cement and Concrete Association Report C/1, 1987. 126p.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Durability of Concrete Bridge Decks: A Cooperative Study**; final report EB067.01E. Skokie, PCA, 1970.
- PRUDÊNCIO, L. R. J. **Contribuição à Dosagem do Concreto Projetado**. São Paulo, 1993. 224p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. **Corrosion of Reinforcement and Prestressing Tendons: a "State-of-Art" Report**. Reported by RILEM Technical Committee 12-CRC. **Materiaux et Constructions**, v.9, n.51, p.187-206, 1976.
- REPETTE, W. L. **Modelo de Previsão de Vida Útil de Revestimentos de Proteção da Superfície do Concreto em Meios de Elevada Agressividade**. São Paulo, 1997. 231p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- RCP - Reliability Consulting Programms. **STRUREL, COMREL, SYSREL**. Software comercial para o cálculo de probabilidades de falha mediante métodos de confiabilidade, 1999.
- RUIZ ANDRES, P. **A Influência da Natureza do Aglomerante e suas Adições na Carbonatação de Argamassas e Concretos**. In: Simpósio Nacional de Reforços, Reparos e Proteção das Estruturas de Concreto, São Paulo, maio 1989. Anais. São Paulo, EPUSP, 1989. p. 21-43.
- SANJUÁN, M. A. B. **Cálculo del Período de Iniciación de la Corrosión de la Armadura del Hormigón**. Madrid, 1992. 386p. Tese (Doutorado) – Universidad Complutense, Facultad de Ciencias Químicas.

- SENTLER, L., 1984, **Stochastic Characterization of Carbonation of Concrete**. In: Third International Conference on Durability of Building Materials and Components, Technical Research Centre of Finland, Espoo, p. 569-580.
- SELMO, S. M. S. **Aço Carbono em Pastas de Gesso de Construção: Estimativas de Taxas de Corrosão por Impedância e por Método Gravimétrico Conjugado à Análise de Imagem**. São Paulo, 1997. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- SIERRA, A.; de SOUZA, VICENTE. **Um estudo sobre a carbonatação do concreto utilizando cimentos brasileiros com adições**. In: Damstruc 1998.
- SCHEISSL, P. **Corrosion of Steel in Concrete**. RILEM. Chapman & Hall, 1988. 102p.
- SMOLCZYK, H. G. Written Discussion. Synopsis. In: **5th International Symposium on the Chemistry of Cement**. Tokyo, 1968. Proceedings. 1969. v.3, p.369-381.
- STRATFUL, R. F. Half-cell Potentials and the Corrosion of Steel in Concrete. **Highway Research Record**, n. 433, p.12-21, 1973.
- TANGO, C. E. S. **Estudo do Desenvolvimento da Resistência à Compressão do Concreto de Cimento Portland até 50 anos de Idade**. São Paulo, 1990. 160p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- TANNER, P.;BASAGOITI L. O. **Rehabilitación de Puentes del Pasado, Una Tarea del Futuro**. Hormigón y Acero, v.216, segundo trimestre, 2000.
- THOMAS, M. A.; MATTHEWS, J. D. **Carbonation of Fly Ash Concrete**. Magazine of Concrete Research, v. 44, n. 160, p. 217-28, Sept. 1992.
- TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**, Stockholm, 1982. 469p. Swedish Cement and Concrete Research, Fo n° 504.
- TULA, L. S. **Contribuição ao estudo da resistência à corrosão de armaduras de aço inoxidável**. São Paulo, 2000. 259p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- UNE 112-011-94. **Corrosión en armaduras Determinación de la Profundidad de Carbonatación en Hormigones endurecidos y Puestos en Servicio**. 1994.
- VERBECK, G. **Carbonation of Hydrated Portland Cement**. ASTM. v.205, 1958. p.17-36.

WOLF, JAIRO; DAL MOLIN, DENISE. **Carbonatação de Argamassas e Concretos. Fatores Intervenientes.** In: Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação. Porto Alegre, outubro 1989. Anais. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, 1989. p. 118-33

ANEXO 1 – ANÁLISE DE VARIÂNCIA

CARBONATAÇÃO

Y					A				
Base	Meio	Topo	Apoio	Vão					
0,9	1,8	1,9	2,1	5	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
0,75	5,3	0,8	3,4	5,3	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
0,9	5	1,6	3,8	3,8	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
0,9	0,9	1,2	4,2	5,1	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
0,6	6,7	2,4	1,9	3,6	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
0,7	2	0,4	3,7		2,54	2,54	2,54	2,54	
2	1,9	1,1	3,8		2,54	2,54	2,54	2,54	
1,5	3,9	0,9	2,5		2,54	2,54	2,54	2,54	
0,5	2	2,4	4,6		2,54	2,54	2,54	2,54	
2,7	3,8	2,1	1,9		2,54	2,54	2,54	2,54	

T					R				
-1,39	0,79	-1,06	0,65	2,02	-0,25	-1,53	0,42	-1,09	0,44
-1,39	0,79	-1,06	0,65	2,02	-0,40	1,97	-0,68	0,21	0,74
-1,39	0,79	-1,06	0,65	2,02	-0,25	1,67	0,12	0,61	-0,76
-1,39	0,79	-1,06	0,65	2,02	-0,25	-2,43	-0,28	1,01	0,54
-1,39	0,79	-1,06	0,65	2,02	-0,55	3,37	0,92	-1,29	-0,96
-1,39	0,79	-1,06	0,65		-0,45	-1,33	-1,08	0,51	
-1,39	0,79	-1,06	0,65		0,86	-1,43	-0,38	0,61	
-1,39	0,79	-1,06	0,65		0,36	0,57	-0,58	-0,69	
-1,39	0,79	-1,06	0,65		-0,65	-1,33	0,92	1,41	
-1,39	0,79	-1,06	0,65		1,56	0,47	0,62	-1,29	

^yti					yti-y^ti				
1,15	3,33	1,48	3,19	4,56	-0,25	-1,53	0,42	-1,09	0,44
1,15	3,33	1,48	3,19	4,56	-0,40	1,97	-0,68	0,21	0,74
1,15	3,33	1,48	3,19	4,56	-0,25	1,67	0,12	0,61	-0,76
1,15	3,33	1,48	3,19	4,56	-0,25	-2,43	-0,28	1,01	0,54
1,15	3,33	1,48	3,19	4,56	-0,55	3,37	0,92	-1,29	-0,96
1,15	3,33	1,48	3,19		-0,45	-1,33	-1,08	0,51	
1,15	3,33	1,48	3,19		0,86	-1,43	-0,38	0,61	
1,15	3,33	1,48	3,19		0,36	0,57	-0,58	-0,69	
1,15	3,33	1,48	3,19		-0,65	-1,33	0,92	1,41	
1,15	3,33	1,48	3,19		1,56	0,47	0,62	-1,29	

S2T					S2R				
1,94	0,63	1,12	0,42	4,08	0,06	2,34	0,18	1,19	0,19
1,94	0,63	1,12	0,42	4,08	0,16	3,88	0,46	0,04	0,55
1,94	0,63	1,12	0,42	4,08	0,06	2,79	0,01	0,37	0,58
1,94	0,63	1,12	0,42	4,08	0,06	5,90	0,08	1,02	0,29
1,94	0,63	1,12	0,42	4,08	0,30	11,36	0,85	1,66	0,92
1,94	0,63	1,12	0,42		0,20	1,77	1,17	0,26	
1,94	0,63	1,12	0,42		0,73	2,04	0,14	0,37	
1,94	0,63	1,12	0,42		0,13	0,32	0,34	0,48	
1,94	0,63	1,12	0,42		0,42	1,77	0,85	1,99	
1,94	0,63	1,12	0,42		2,42	0,22	0,38	1,66	

	gl	15,39		gl	1,32
		4,00			40,00
	F	11,62			
	Prob (%)	0,0002			

Portanto existe diferença entre os tratamentos

	SR/n ^{0,5}	0,38		1,53				
Base		Topo		Apoio		Meio		Vão
1,15		1,48		3,19		3,33		4,56
	0,34		1,71		0,14		1,23	

CO2

Y			A			T		
Base	Meio	Topo						
1,3	1,4	1,5	1,32	1,32	1,32	-0,09	-0,02	0,11
1,3	1,3	1,4	1,32	1,32	1,32	-0,09	-0,02	0,11
1,4	1,4	1,5	1,32	1,32	1,32	-0,09	-0,02	0,11
1,3	1,3	1,5	1,32	1,32	1,32	-0,09	-0,02	0,11
1,2	1,3	1,5	1,32	1,32	1,32	-0,09	-0,02	0,11
0,9	1,1	1,2	1,32	1,32	1,32	-0,09	-0,02	0,11

R			^yti			yti-y^ti		
0,07	0,10	0,07	1,23	1,30	1,43	0,07	0,10	0,07
0,07	0,00	-0,03	1,23	1,30	1,43	0,07	0,00	-0,03
0,17	0,10	0,07	1,23	1,30	1,43	0,17	0,10	0,07
0,07	0,00	0,07	1,23	1,30	1,43	0,07	0,00	0,07
-0,03	0,00	0,07	1,23	1,30	1,43	-0,03	0,00	0,07
-0,33	-0,20	-0,23	1,23	1,30	1,43	-0,33	-0,20	-0,23

S2T			S2R		
0,01	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00
0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
0,01	0,00	0,01	0,03	0,01	0,00
0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
0,01	0,00	0,01	0,11	0,04	0,05

	0,06		0,02
gl	2,00	gl	15,00
F	3,26		
Prob (%)	6,7		

	SR/n^0,5	0,06	0,23
Base		Meio	Topo
1,23		1,30	1,43
	0,07		0,20

UMIDADE

Y			A			T		
Base	Meio	Topo						
66	66	67	68,00	68,00	68,00	-0,17	-0,50	0,67
68	68	67	68,00	68,00	68,00	-0,17	-0,50	0,67
66	65	68	68,00	68,00	68,00	-0,17	-0,50	0,67
64	65	69	68,00	68,00	68,00	-0,17	-0,50	0,67
68	67	69	68,00	68,00	68,00	-0,17	-0,50	0,67
75	74	72	68,00	68,00	68,00	-0,17	-0,50	0,67

R			\hat{y}_t			$y_t - \hat{y}_t$		
-1,83	-1,50	-1,67	67,83	67,50	68,67	-1,83	-1,50	-1,67
0,17	0,50	-1,67	67,83	67,50	68,67	0,17	0,50	-1,67
-1,83	-2,50	-0,67	67,83	67,50	68,67	-1,83	-2,50	-0,67
-3,83	-2,50	0,33	67,83	67,50	68,67	-3,83	-2,50	0,33
0,17	-0,50	0,33	67,83	67,50	68,67	0,17	-0,50	0,33
7,17	6,50	3,33	67,83	67,50	68,67	7,17	6,50	3,33

S2T			S2R		
0,03	0,25	0,44	3,36	2,25	2,78
0,03	0,25	0,44	0,03	0,25	2,78
0,03	0,25	0,44	3,36	6,25	0,44
0,03	0,25	0,44	14,69	6,25	0,11
0,03	0,25	0,44	0,03	0,25	0,11
0,03	0,25	0,44	51,36	42,25	11,11

gl 2,17 2,00 gl 9,84 15,00

F 0,22

Prob (%) 80,5

	SR/n ^{0,5}	1,28	5,12
Meio		Base	Topo
67,50		67,83	68,67
	0,33		0,83