



Escola de Engenharia  
Universidade do Minho

Rui Miguel Ferreira

# AVALIAÇÃO DE ENSAIOS DE DURABILIDADE DO BETÃO

Guimarães, 2000

**UNIVERSIDADE DO MINHO**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**



# **AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS DE DURABILIDADE DO BETÃO**

**RUI MIGUEL FERREIRA**

**DISSERTAÇÃO APRESENTADA À ESCOLA DE ENGENHARIA DO MINHO PARA A OBTENÇÃO DO  
GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL - MATERIAIS E REABILITAÇÃO DA CONSTRUÇÃO**

**GUIMARÃES, SETEMBRO 2000**

This dissertation is dedicated with all my love and gratitude  
to my parents,  
Jorge and Alda,  
for their never-ending care and support,

to my brothers,  
Sandra and Paulo,  
who never stopped helping and encouraging me,



---

## Agradecimentos

Este trabalho não estaria devidamente concluído sem que nele expressasse os meus mais sinceros agradecimentos e enorme reconhecimento àqueles que de alguma forma colaboraram no decurso da sua elaboração.

Ao caríssimo Prof. Saíd Jalali, quero expressar o meu mais profundo reconhecimento pela amizade, apoio e estímulo, manifestados desde sempre. Ao Prof. Saíd Jalali devo a orientação, permanente incentivo e apoio concedido, sem não esquecer o quanto tenho aprendido, tanto de trabalho como da vida. Os meus mais profundos agradecimentos.

Agradeço ao Prof. João Paulo Castro Gomes, ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior e ao Sr. Albino Alves, pelas facilidades criadas na utilização do equipamento necessário e pela preciosa ajuda na parte experimental.

Ao Carlos Silva e ao Jorge Viveiro, e a todos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, pretendo manifestar a minha gratidão pela ajuda e dedicação de todos. Um grande abraço.

Ao Aires Camões, Joaquim Barros, José Sena Cruz, Luís Neves e Isabel Macedo, pela vossa amizade e apoio, nos bons e maus momentos, e pela ajuda na revisão da tese. A todos um grande obrigado e abraço.

Aos Amigos e colegas de trabalho, que acreditaram em mim e que me apoiaram. Espero poder retribuir a amizade com a mesma intensidade. Muito obrigado.

À minha querida Rita, sem a ternura, o amor e carinho, teria sido mais difícil cumprir esta tarefa. Obrigado pela preciosa compreensão e apoio constante que permitiram que atingisse o final do presente trabalho.

Por fim os que são primeiros, a minha família. Aos meus pais e irmãos, obrigado por tudo. Obrigado pelo vosso incentivo incessante, pelo apoio, pela compreensão, e acima de tudo, pelo vosso amor.



---

## Resumo

Há uma preocupação a nível mundial pela durabilidade do betão devido ao aumento do número de estruturas degradadas. De modo a garantir adequadamente a durabilidade do betão, terão que ser especificados outros requisitos para além da resistência à compressão.

É conhecimento geral que a interacção entre a camada superficial do betão com o meio ambiente é essencial para o início dos diversos processos de degradação. Uma avaliação das propriedades de transporte da camada superficial deverá fornecer alguma indicação quanto à durabilidade de determinado betão. Daí que, os ensaios utilizados para a avaliação da durabilidade do betão medem um determinado parâmetro de transporte do betão.

Contudo, podem ser executados muitos ensaios diferentes. A questão principal que se coloca relaciona-se com o que realmente medem os ensaios. Até que ponto são representativos dos fenómenos reais no betão? Será que os ensaios são igualmente sensíveis a variações na qualidade do betão? Será possível correlacionar os resultados obtidos destes ensaios? Será possível executar um ensaio que representaria as diferentes propriedades de transporte do betão? Apenas recentemente iniciou-se investigação nesta área de modo a procurar as respostas a estas perguntas.

O presente trabalho de investigação baseia-se na avaliação de oito ensaios diferentes, normalmente utilizados para medir parâmetros de durabilidade do betão. Os resultados obtidos para quatro tipos de betões diferentes, com períodos de cura até 90 dias, são apresentados e analisados. As correlações possíveis entre os resultados, e a sensibilidade à qualidade do betão, são também considerados.

Os resultados obtidos sugerem que a resistividade eléctrica poderá ser um ensaio fiável, estando bem relacionado com os restantes ensaios. Daí que, é sugerido que este ensaio substitua a maior parte das restantes, com vantagens.





---

## Abstract

The alarming number of degraded concrete structures has triggered a worldwide concern for the durability of concrete. To adequately ensure durability of concrete, properties other than the compressive strength must be specified.

It is well known that the interaction of the surface layer of the concrete with the external environment is essential for the initiation of various degradation processes. Therefore, an evaluation of the transport properties of this surface layer should provide a valuable indication of the durability of a given concrete. Hence, tests used for evaluation of durability of concrete measure some form of transport properties of concrete.

However, there are many different tests that can be performed. The main questions would be: What do they really measure; To what extent are they representative of what happens to concrete in real world; Are they equally sensitive to the changes in concrete quality; Is it possible to relate the results obtained from these tests; and finally, probably the most important question from a practical point of view, is it possible to perform one test that would represent the different transport properties of concrete? These questions are among the many that need to be answered. Only recently scientists and engineers have started to look for answers.

This research work focused on evaluation of eight different tests that are usually performed for measuring the durability of concrete. Results obtained for four different types of concrete and curing times up to 90 days are presented and analysed. The possible correlations between the results and their sensitivity to concrete quality are also considered.

The results obtained suggest that electrical resistivity test can provide reliable results that are well related to results obtained with other tests. Hence, it is suggested that this test can substitute most of the other tests with advantages.



---

## Índice Resumido

<b>1. CAPÍTULO 1 - Introdução</b>	<b>1.1</b>
<b>2. CAPÍTULO 2 - Factores que afectam a durabilidade do betão</b>	<b>2.1</b>
<b>3. CAPÍTULO 3 - Factores de degradação do betão</b>	<b>3.1</b>
<b>4. CAPÍTULO 4 - Parâmetros de desempenho da durabilidade</b>	<b>4.1</b>
<b>5. CAPÍTULO 5 - Modelos de durabilidade</b>	<b>5.1</b>
<b>6. CAPÍTULO 6 - Materiais utilizados, procedimentos seguidos e ensaios realizados</b>	<b>6.1</b>
<b>7. CAPÍTULO 7 - Resultados e análise</b>	<b>7.1</b>
<b>8. CAPÍTULO 8 - Conclusões</b>	<b>8.1</b>



---

# Índice

<b>1. CAPÍTULO 1 - Introdução</b>	<b>1.1</b>
1.1 Considerações gerais	1.3
1.2 Objectivo do presente trabalho	1.4
1.3 Organização do trabalho	1.5
1.4 Bibliografia - Capítulo 1	1.6
<b>2. CAPÍTULO 2 - Factores que afectam a durabilidade do betão</b>	<b>2.1</b>
2.1 Introdução	2.3
2.2 Práticas construtivas	2.4
2.2.1 Amassadura	2.5
2.2.2 Transporte	2.5
2.2.3 Colocação	2.5
2.2.4 Compactação	2.6
2.2.5 Cura	2.6
2.2.6 Trabalho técnico - execução	2.9
2.3 Projecto e pormenorização	2.10
2.3.1 Protecção alternativa	2.12
2.4 Regulamentação actual sobre a durabilidade	2.13
2.4.1 Exigências de durabilidade: NP ENV 206 e E378	2.14
2.4.2. Parâmetros que influenciam a durabilidade	2.17
2.4.2.1 Cimentos e adições	2.18
2.4.2.2 Adjuvantes	2.21
2.4.2.3 Agregados	2.22
2.4.2.4 Água	2.23
2.4.2.5 Razão A/C	2.24
2.4.2.6 Fabrico, colocação em obra e cura	2.25
2.5 Bibliografia - Capítulo 2	2.27
<b>3. CAPÍTULO 3 - Factores de degradação do betão</b>	<b>3.1</b>
3.1 Introdução	3.3
3.2 Agentes de degradação	3.4
3.3 Causas mecânicas e físicas de degradação	3.6
3.3.1 Ciclos de gelo-desgelo e ataque de geada	3.6
3.3.2 Tensões térmicas	3.8
3.3.3 Retracção	3.9
3.3.4 Fluência e fadiga	3.10
3.3.5 Ondas de choque (impactos)	3.14
3.3.6 Abrasão	3.15
3.3.7 Erosão e cavitação	3.16

3.3.8 Estragos devido ao fogo	3.17
<b>3.4 Causas químicas</b>	<b>3.20</b>
3.4.1 Ataque de água pura	3.21
3.4.2 Ataque ácido	3.21
3.4.3 Ataque de sulfatos	3.23
3.4.4 Estragos provocados pela água do mar	3.26
3.4.5 Exposição aos sais	3.26
3.4.6 Carbonatação	3.27
3.4.7 Cloretos	3.29
3.4.8 Ataque álcali-agregado	3.32
<b>3.5 Ataque biológico</b>	<b>3.34</b>
<b>3.6 Causas electroquímicas de degradação</b>	<b>3.35</b>
3.6.1. Corrosão das armaduras	3.36
3.6.1.1 Tipos de corrosão	3.41
<b>3.7. Bibliografia - Capítulo 7</b>	<b>3.44</b>
<b>4. CAPÍTULO 4 - Parâmetros de desempenho da durabilidade</b>	<b>4.1</b>
<b>4.1 Introdução</b>	<b>4.3</b>
<b>4.2 Porosidade - Absorção</b>	<b>4.4</b>
4.2.1 Ensaios utilizados para a determinação da porosidade	4.7
<b>4.3 Absorção por capilaridade</b>	<b>4.7</b>
4.3.1 Ensaios utilizados para determinação da absorção capilar	4.12
<b>4.4 Permeabilidade aos gases</b>	<b>4.12</b>
4.4.1 Ensaios utilizados na determinação da permeabilidade aos gases	4.17
<b>4.5 Permeabilidade aos líquidos</b>	<b>4.19</b>
4.5.1 Ensaios utilizados na determinação da permeabilidade aos líquidos	4.23
<b>4.6 Difusão</b>	<b>4.24</b>
4.6.1 Ensaios em regime não estacionário.	4.29
4.6.2 Ensaios em regime estacionário.	4.30
<b>4.7 Migração</b>	<b>4.30</b>
4.7.1 Ensaios em regime não estacionário.	4.33
4.7.2 Ensaios em regime não estacionário.	4.37
<b>4.8 Bibliografia - Capítulo 4</b>	<b>4.40</b>
<b>5. CAPÍTULO 5 - Modelos de durabilidade</b>	<b>5.3</b>
<b>5.1 Introdução</b>	<b>5.4</b>
<b>5.2 Definições</b>	<b>5.5</b>
<b>5.3 Alguns conceitos de durabilidade</b>	<b>5.7</b>
<b>5.4 Tipos de modelos de durabilidade</b>	<b>5.10</b>
<b>5.5 Desenvolvimento de modelos de durabilidade</b>	<b>5.15</b>
<b>5.6 Modelos de durabilidade para alguns processo de degradação.</b>	<b>5.15</b>
5.6.1 Deterioração da superfície	5.17
5.6.2 Corrosão da armadura	5.19
5.6.2.1 Determinação do tempo de iniciação.	<b>5.23</b>

<b>5.7 Bibliografia - Capítulo 5</b>	<b>5.3</b>
<b>6. CAPÍTULO 6 - Materiais utilizados, procedimentos seguidos e ensaios realizados</b>	<b>6.3</b>
<b>6.1 Propriedades dos materiais</b>	<b>6.3</b>
6.1.1 Cimento Portland Normal (OPC)	6.4
6.1.2 Agregado grosso	6.4
6.1.3 Agregados finos	6.6
6.1.4 Água	6.6
6.1.5 Estudo das composições utilizadas	6.7
6.1.6 Amassaduras, colocação e consistência	6.8
6.1.7 Condições de cura	<b>6.8</b>
<b>6.2 Descrição dos ensaios</b>	<b>6.8</b>
6.2.1 Resistência à compressão	6.9
6.2.2 Migração do ião de cloro	6.13
6.2.3 Resistividade eléctrica	6.14
6.2.4 Permeabilidade ao oxigénio	6.17
6.2.5 Permeabilidade à água	6.19
6.2.6 Absorção de água por capilaridade	6.21
6.2.7 Absorção de água por imersão (pressão atmosférica)	6.22
6.2.8 Absorção de água por imersão (sobre vácuo)	<b>6.24</b>
<b>6.3 Bibliografia - Capítulo 6</b>	<b>6.3</b>
<b>7. CAPÍTULO 7 - Resultados e análise</b>	<b>7.1</b>
<b>7.1 Introdução</b>	<b>7.3</b>
7.1.1 Medidas de localização	7.3
7.1.2 Medidas de dispersão	7.4
7.1.3 Box-plot	7.6
<b>7.2 Apresentação e análise dos resultados</b>	<b>7.7</b>
7.2.1 Resistência à compressão	7.7
7.2.2 Coeficiente de difusão do cloro	7.13
7.2.3 Resistividade eléctrica	7.17
7.2.4 Permeabilidade ao oxigénio	7.20
7.2.5 Permeabilidade à água	7.24
7.2.6 Absorção de água por capilaridade	7.27
7.2.7 Absorção de água por imersão (pressão atmosférica)	7.31
7.2.8 Absorção de água por imersão (sob vácuo)	7.34
<b>7.3 Comparação dos ensaios e correlação dos resultados obtidos</b>	<b>7.38</b>
7.3.1 Duração dos ensaios	7.38
7.3.2 Dispersão dos resultados dos ensaios	7.39
7.3.3 Sensibilidade dos ensaios	7.41
7.3.4 Correlação entre ensaios	7.43
<b>7.4 Bibliografia - Capítulo 7</b>	<b>7.51</b>
<b>8. CAPÍTULO 8 - Conclusões</b>	<b>8.1</b>

<b>8.1 Apreciações gerais</b>	<b>8.3</b>
<b>8.2 Sugestões para o trabalho futuro</b>	<b>8.4</b>



---

## Índice de figuras

- [2.1] Relação entre a temperatura e a idade efectiva, para obtenção de um betão com a mesma maturidade
- [2.2] Variação da dosagem de cimento em função da dimensão máxima do agregado
  
- [3.1] Relação entre o grau de saturação e o coeficiente de resistência à geada
- [3.2] Sequência cronológica dos mecanismo de retracção
- [3.3] Efeito da retracção plástica numa amostra
- [3.4] Influência da razão A/C e dosagem de agregado na retracção
- [3.5] Influência do tempo sobre a fluência
- [3.6] Comportamento do betão e do aço macio quando sujeito a tensões cíclicas
- [3.7] Danos provocados pela cavitação de uma conduta da barragem Tarbela no Paquistão
- [3.8] Fotografia do tecto após incêndio na sala do antigo gerador em Turow,
- [3.9] Ataque de sulfatos numa laje
- [3.10] Maciço de ancoragem
- [3.11] Encontro de uma ponte
- [3.12] Corrosão de um pilar numa cais
- [3.13] Esquema da corrosão electro-química na presença do cloro
- [3.14] Estragos provocados pela corrosão
- [3.15] Exemplo de um perfil de teor de cloretos como percentagem da dosagem de cimento em peso
  
- [4.1] Diferença entre porosidade e permeabilidade
- [4.2] Relação entre a permeabilidade e razão A/C
- [4.3] Influência da razão A/C na porosidade total e capilar
- [4.4] Estrutura porosa do betão
- [4.5] Fluxo de partículas num gradiente
- [4.6] Representação esquemática da difusão de partículas através de uma superfície ( $x=0$ ) a partir de dois compartimentos com concentrações médias  $c_1$  e  $c_2$
  
- [5.1] Modelos (a) determinísticos e (b) estocásticos
- [5.2] Diagrama em árvore do mecanismo corrosão da armadura
- [5.3] Degradação média e vida de serviço médio
- [5.4] Determinação da vida de serviço para a corrosão da armadura
  
- [6.1] Fotografia dos agregados em fundo preto.
- [6.2] Curva granulométrica dos agregados utilizados
- [6.3] Fotografia da prensa (de preferencia com cubo de 10cm)
- [6.4] Fotografia das células e um provete
- [6.5] Fotografia dos provetes abertos
- [6.6] Fotografia das do cubo com prata e marca de leitura.
- [6.7] Fotografia do Permeâmetro de Leeds
- [6.8] Fotografia do Permeâmetro de Leeds
- [6.9] Fotografia da lajeta do betão e dos provetes caroteados
- [6.10] Fotografia dos provetes preparado para o ensaio
- [6.11] Fotografia dos provetes abertos com fenolfetalaina
- [6.12] Fotografia dos provetes na balança
- [6.13] Fotografia dos provetes na balança.
- [6.14] Fotografia do equipamento de aplicação do vácuo
- [6.15] Fotografia dos provetes no excicador
  
- [7.1] Exemplo de um gráfico Box-plot

- [7.2] Resistência à compressão M40
- [7.3] Resistência à compressão M53
- [7.4] Resistência à compressão M65
- [7.5] Resistência à compressão M78
- [7.6] Efeito da razão água/cimento na  $R_{CM}$  dos betões, ao longo do tempo
- [7.7] Variação da  $R_c$  em função da razão A/C e do tempo
- [7.8] Ajuste das rectas à curva da Figura 7.6
- [7.9] Box-plot da resistência à compressão
- [7.10] Coeficiente de difusão M40
- [7.11] Coeficiente de difusão M53
- [7.12] Coeficiente de difusão M65
- [7.13] Coeficiente de difusão M78
- [7.14] Variação do coeficiente de difusão com a razão água/cimento
- [7.15] Variação do coeficiente de difusão com a idade
- [7.16] Box-plot do ensaio de difusão CTH
- [7.17] Resistividade eléctrica M40
- [7.18] Resistividade eléctrica M53
- [7.19] Resistividade eléctrica M65
- [7.20] Resistividade eléctrica M78
- [7.21] Variação da resistividade eléctrica com a razão água/cimento
- [7.22] Variação da resistividade eléctrica com a idade
- [7.23] Box-plot do ensaio da resistividade eléctrica
- [7.24] Permeabilidade ao oxigénio M40
- [7.25] Permeabilidade ao oxigénio M53
- [7.26] Permeabilidade ao oxigénio M65
- [7.27] Permeabilidade ao oxigénio M78
- [7.28] Variação da permeabilidade ao oxigénio com a razão água/cimento
- [7.29] Variação da permeabilidade ao oxigénio com o tempo
- [7.30] Variação da permeabilidade ao oxigénio com o tempo
- [7.31] Box-plot do ensaio da permeabilidade ao oxigénio
- [7.32] Permeabilidade à água M40
- [7.33] Permeabilidade à água M53
- [7.34] Permeabilidade à água M65
- [7.35] Permeabilidade à água M78
- [7.36] Variação da permeabilidade à água com a razão água/cimento
- [7.37] Variação da permeabilidade à água com o tempo
- [7.38] Box-plot do ensaio da permeabilidade à água
- [7.39] Coeficiente de capilaridade M40
- [7.40] Coeficiente de capilaridade M53
- [7.41] Coeficiente de capilaridade M65
- [7.42] Coeficiente de capilaridade M78
- [7.43] Variação do coeficiente de capilaridade com a razão água/cimento
- [7.44] Ajuste de curvas exponenciais aos dados
- [7.45] Variação do coeficiente de capilaridade com o tempo
- [7.46] Box-plot do ensaio de absorção por capilaridade
- [7.47] Absorção por imersão M40
- [7.48] Absorção por imersão M53
- [7.49] Absorção por imersão M65
- [7.50] Absorção por imersão M78
- [7.51] Variação da absorção por imersão com a razão água/cimento
- [7.52] Variação da absorção por imersão com o tempo
- [7.53] Box-plot do ensaio de absorção por imersão
- [7.54] Absorção por imersão por vácuo M40
- [7.55] Absorção por imersão por vácuo M53

- [7.56] Absorção por imersão por vácuo M65
- [7.57] Absorção por imersão por vácuo M78
- [7.58] Variação da absorção com vácuo com a razão água/cimento
- [7.59] Variação da absorção com o tempo
- [7.60] Box-plot da absorção por vácuo
- [7.61] Coeficiente de variação média versos qualidade do betão
- [7.62] Regressão entre a resistência à compressão e o coeficiente de difusão
- [7.63] Regressão entre a resistência à compressão e a resistividade eléctrica
- [7.64] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e a resistência à compressão
- [7.65] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e o coeficiente de difusão
- [7.66] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e a resistividade eléctrica
- [7.67] Regressão entre o coeficiente de difusão e a resistividade eléctrica
- [7.68] Regressão entre a resistência à compressão e a absorção por água
- [7.69] Regressão entre a resistência à compressão e a absorção por capilaridade
- [7.70] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e a resistência à compressão
- [7.71] Regressão entre a absorção por água a pressão atmosférica e a absorção por água por vácuo
- [7.72] Regressão entre o coeficiente de capilaridade e a absorção por água a pressão atmosférica
- [7.73] Regressão entre a resistência à compressão e a absorção por água a pressão atmosférica
- [7.74] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e o coeficiente de difusão
- [7.75] Regressão entre o coeficiente de difusão e o coeficiente de capilaridade
- [7.76] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e o coeficiente de capilaridade
- [7.77] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e a absorção por água por vácuo
- [7.78] Regressão entre o coeficiente de capilaridade e a absorção por água por vácuo
- [7.79] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e a absorção por água a pressão atmosférica
- [7.80] Regressão entre o coeficiente de difusão e a absorção por água por vácuo
- [7.81] Regressão entre o coeficiente de difusão e a absorção por água a pressão atmosférica
- [7.82] Regressão entre a resistividade eléctrica e o coeficiente de capilaridade
- [7.83] Regressão entre a resistividade eléctrica e a absorção por água por vácuo
- [7.84] Regressão entre a resistividade eléctrica e a absorção por água a pressão atmosférica
- [7.85] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e a resistividade eléctrica
- [7.86] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e a absorção por água por vácuo
- [7.87] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e a absorção por água a pressão atmosférica
- [7.88] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e o coeficiente de capilaridade
- [7.89] Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e o coeficiente de permeabilidade à água



---

## Índice de tabelas

- [2.1] Classes de exposição relacionadas com as condições Ambientais
- [2.2] Classes de exposição ambiental relacionadas com a deterioração do betão por corrosão das armaduras
- [2.3] Classes de exposição ambiental relacionadas com os factores de corrosão das armaduras
- [2.4] Classes de exposição ambiental relacionadas com a acção gelo/desgelo
- [2.5] Classes de exposição ambiental relacionadas com os factores de corrosão das armaduras
- [2.6] Classes de exposição ambiental relacionadas com a agressividade química
- [2.7] Composição do clínquer de cimentos resistentes à acção dos sulfatos
- [2.8] Características e verificação da conformidade dos agregados
- [2.9] Características e exigências das águas para amassaduras de betões
  
- [3.1] Factores de degradação e o efeito sobre o desempenho
- [3.2] Resistência à compressão como percentagem da resistência aos 28 dias
- [3.3] Substâncias que provocam o ataque químico do betão
- [3.4] Relação entre HR e velocidade de carbonatação
- [3.5] Condições necessárias para que ocorra a corrosão do aço no betão
  
- [4.1] Classificação da penetração de cloretos em função de Q e da razão A/C.
- [4.2] Valores de  $\xi$ .
  
- [5.1] Classificação das condições e coeficientes ambientais
- [5.2] Valores dos coeficientes de ambiente
- [5.3] Valores dos coeficientes de introdução de ar
  
- [6.1] Composição química do cimento
- [6.2] Componentes potenciais do cimento
- [6.3] Propriedades físicas do cimento.
- [6.4] Propriedades mecânicas do cimento
- [6.5] Análise granulométrica dos agregados
- [6.6] Composição das misturas (por m<sup>3</sup>)
- [6.7] Classificação da consistência das composições
- [6.8] Moldes utilizados na investigação
- [6.9] Duração do ensaio adaptado, para provetes de  $\varnothing 100 \times 50$  mm segundo o método CTH
  
- [7.1] Resistência à Compressão
- [7.2] Classe de resistência dos betões
- [7.3] Resultados do ajuste dos dados à expressão 7.9
- [7.4] Relação entre a razão A/C e a resistência à compressão
- [7.5] Coeficiente de difusão do cloro
- [7.6] Resistividade eléctrica
- [7.7] Permeabilidade ao oxigénio
- [7.8] Permeabilidade à água
- [7.9] Coeficiente de capilaridade
- [7.10] Absorção por imersão
- [7.11] Absorção por imersão com vácuo
- [7.12] Coeficientes de variação média por qualidade de betão
- [7.13] Coeficientes de variação por qualidade de betão e idade
- [7.14] Coeficientes de variação média por qualidade de betão
- [7.15] Factores adimensionais e os parâmetro de sensibilidade

- [7.16] Factores adimensionais e os parâmetro de sensibilidade (continuação)
- [7.17] Factores de sensibilidade por ordem decrescente
- [7.18] Coeficiente de determinação ( $R^2$ ) das correlações efectuadas entre os resultados dos ensaios
- [7.19] Classificação qualitativa das correlações entre os ensaios
- [7.20] Classificação qualitativa das correlações entre os ensaios

## Capítulo Um

---

### Introdução

<b>1.1 Considerações gerais</b>	<b>1.3</b>
<b>1.2 Objectivo do presente trabalho</b>	<b>1.4</b>
<b>1.3 Organização do trabalho</b>	<b>1.5</b>
<b>1.4 Bibliografia - Capítulo 1</b>	<b>1.6</b>





## 1.1 Considerações gerais

A nível mundial, tem-se assistido a uma degradação inesperada das estruturas de betão armado. Nos Estados Unidos da América, metade das 575000 pontes estão afectada pela corrosão, estando 40% destas consideradas deficientes a nível estrutural. O custo de reparação ascende aos 50 biliões de dólares [1.01]. No Reino Unido, estima-se que a reabilitação das pontes degradadas excedesse 620 milhões de libras nos próximos 10 anos [1.01]. Investigações recentes na Noruega mostraram que mais de 50% de todas as grandes pontes ao longo da costa Norueguesa sofrem de problemas de corrosão ou já tinham sido reparadas devido a problemas de corrosão. A maior parte destas pontes foram construídas nos últimos 25 anos [1.02]. Em Portugal não existem estudos efectuados para avaliar o estado de degradação das estruturas de betão armado.

Prevê-se que num futuro próximo mais de metade do dinheiro envolvido no orçamento das obras públicas será gasta para efectuar a reabilitação ou reparação de estruturas de betão armado degradadas.

Apesar dos códigos e especificações de trabalho para as estruturas de betão terem sido alteradas várias vezes durante os últimos 30 anos, os requisitos da durabilidade do betão são quase exclusivamente baseados nos requisitos tradicionais da composição do betão, nos procedimentos e nas condições de cura, onde a resistência à compressão continua a ser o único critério de desempenho.

Contudo, para as mais recentes estruturas de betão, tem havido uma crescente preocupação nos parâmetros de qualidade adicionais baseados em parâmetros de durabilidade. Tais parâmetros de durabilidade do betão, são utilizados tanto para as especificações de trabalho como para o controlo *in situ* da qualidade. São também parcialmente utilizadas como parâmetros em modelos de projecção da vida útil.

Tem havido um interesse crescente pelo desenvolvimento de modelos que traduzam a vida útil de estruturas de betão. Como base para esta projecção é importante possuir um modelo de cálculo para cada mecanismo envolvido no processo físico de deterioração.

Assim, torna-se importante verificar quais os ensaios a serem especificados. Existem varios ensaios que tendem a simular os processos de deterioração normalmente

ocorridos na vida real. Contudo, ainda nenhum deles é universalmente aceite para a determinação da durabilidade do betão.

Nesta trabalho de investigação, pretende-se estudar e avaliar os vários ensaios de durabilidade mais utilizados. Pelo facto de existirem diferentes ensaios de durabilidade que normalmente são utilizados, interessa averiguar as possíveis correlações existentes entre os seus resultados, a sensibilidade dos diversos ensaios de durabilidade bem como as áreas de aplicação e suas limitações com o intuito de avaliar a capacidade dos ensaios medirem variações na qualidade do betão.

## 1.2 Objectivos

Este trabalho tem por objectivo a avaliação dos principais ensaios utilizados para a determinação dos parâmetros de durabilidade e seus resultados, em termos comparativos.

Os ensaios de determinação dos parâmetros de durabilidade serão avaliados para verificar a dispersão dos resultados, as suas sensibilidades, e a reprodutibilidade das suas medições.

Mais ainda, pelo facto de existirem diferentes ensaios de durabilidade que normalmente são utilizados, interessa averiguar as possíveis correlações existentes entre os seus resultados, de modo a poder-se prever determinado parâmetro de durabilidade a partir dos resultados de um outro ensaio.

A fim de atingir os objectivos acima mencionados, este estudo prevê a avaliação dos seguintes ensaios:

- resistência à compressão;
- resistividade eléctrica;
- migração de iões de cloro;
- absorção por capilaridade;
- absorção de água a pressão atmosférica;
- absorção de água sob vácuo;
- permeabilidade à água;
- permeabilidade ao oxigénio.

A avaliação será efectuada sobre provetes fabricados no laboratório a partir de quatro composições com razão água/cimento (A/C) de 0.43, 0.53, 0.65 e 0.78. Decidiu-se escolher valores de A/C até 0.78 por considerar que só assim se poderá verificar os limites de aplicabilidade dos ensaios, embora reconhecesse que esta razão de A/C (0.78) é acima dos valores aconselhados e normalmente utilizados. Também, os ensaios foram efectuados sobre provetes curados durante 28, 56 e 90 dias, uma vez que se considerou ser relevante a avaliação dos ensaios tendo em atenção o efeito do tempo de cura.

Os trabalhos efectuados têm por objectivo último fazer uma contribuição ao processo de escolha, ou surgimento natural, de um ensaio que reúna as características de simplicidade e rapidez, e que possa avaliar com a precisão e exactidão necessária e de uma forma global os parâmetros relevantes da durabilidade.

### **1.3 Organização do trabalho**

A revisão das principais factores que afectam a durabilidade do betão é efectuado no capítulo dois. Para além das práticas construtivas, do projecto e pormenorização, apresenta-se um breve resumo da regulamentação actual sobre a durabilidade.

No capítulo três abordam-se os diversos factores de degradação do betão. Os factores são divididos em quatro sub-grupos: causas mecânicas e físicas de degradação, causas químicas de degradação, ataque biológico e causas electroquímicas de degradação.

O capítulo 4 revê o estado da arte dos parâmetros de desempenho da durabilidade. Os parâmetros de desempenho descritos são: a absorção, a capilaridade, a permeabilidade aos gases e aos líquidos, a difusão e a migração. Uma breve descrição dos ensaios correntemente utilizados para medição destes parâmetros é apresentada.

No capítulo cinco, são definidos os tipos de modelos de durabilidade existentes e a forma como são desenvolvidos. Dois exemplos de modelos de durabilidade são descritos.

No capítulo seis, refere-se aos trabalhos experimentais através da descrição do materiais utilizado. Segue-se uma descrição dos ensaios utilizados e da metodologia adoptada.

Os resultados são apresentados e analisados no capítulo sete.

Por fim, no capítulo oito, são apresentadas as conclusões dos trabalhos efectuados bem como as sugestões para os trabalhos a desenvolver futuramente.

#### 1.4 Bibliografia - Capítulo 1

- [1.1] *DURAR - Durabilidad de la armadura; (1998); Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigon armado*. CYTED – Programa Iberoamericano de Cienência y Tecnologia para el desarrollo, 208 pp.
- [1.2] *Gjørø, O.E.; (1998); Controlled Service life of concrete structures and environmental consciousness*. Seminário IDITE-Minho, Braga, 13 pp.

## Capítulo Dois

### Factores que afectam a durabilidade do betão

---

<b>2.1 Introdução</b>	<b>2.3</b>
<b>2.2 Práticas construtivas</b>	<b>2.4</b>
2.2.1 Amassadura	2.5
2.2.2 Transporte	2.5
2.2.3 Colocação	2.5
2.2.4 Compactação	2.6
2.2.5 Cura	2.6
2.2.6 Trabalho técnico - execução	2.9
<b>2.3 Projecto e pormenorização</b>	<b>2.10</b>
2.3.1 Protecção alternativa	2.12
<b>2.4 Regulamentação actual sobre a durabilidade</b>	<b>2.13</b>
2.4.1 Exigências de durabilidade: NP ENV 206 e E378	2.14
2.4.2. Parâmetros que influenciam a durabilidade	2.17
2.4.2.1 Cimentos e adições	2.18
2.4.2.2 Adjuvantes	2.21
2.4.2.3 Agregados	2.22
2.4.2.4 Água	2.23
2.4.2.5 Razão A/C	2.24
2.4.2.6 Fabrico, colocação em obra e cura	2.25
<b>2.5 Bibliografia - Capítulo 2</b>	<b>2.27</b>



## 2.1 Introdução

Durante os anos 60, para produzir um betão com uma resistência à compressão de 30 MPa era necessário um teor de cimento de 400 a 500 kg/m<sup>3</sup>.

Durante o crescimento da actividade da construção nas décadas seguintes, as grandes estruturas de betão armado eram produzidas com um betão cuja resistência à compressão variava de entre 30 a 40 MPa. Neste período, foram introduzidos novos aditivos orgânicos e minerais, aparecendo betões novos e mais eficientes. Ao mesmo tempo assistia-se à optimização da composição do betão e à produção de agregados. Daí que tenha sido possível verificar os requisitos de resistência à compressão com um teor de cimento cada vez menor.

Com o aumento da produção de betão, aumentou o volume de trabalho de execução em obra, surgindo o descuido. Como consequência, a capacidade do betão de proteger as armadura da corrosão diminuiu [2.01].

Com o tempo, a ciência do fabrico de betão foi aprofundada. A melhoria de determinados aspectos como a composição do betão, as propriedades dos ligantes, o aperfeiçoamento dos métodos de cálculo de estruturas, entre outros, resultou num aumento da resistência à compressão do betão, e uma diminuição das secções das peças de betão armado [2.03].

O facto das estruturas construídas antes de 1970 possuírem um melhor desempenho que algumas estruturas construídas posteriormente, pode ser atribuído ao excesso de confiança nas tecnologias desenvolvidas, associado ao descuido na execução. Nem sempre a execução em obra acompanhou a evolução das tecnologias. Para facilitar a passagem e acomodação do betão fresco nas secções cada vez mais estreitas e com mais armadura, recorre-se à utilização de sobre dosagens de água e de elementos finos resultando num betão com pior acabamento e de qualidade inferior [2.03].

Até aos finais da década de 80, o único requisito de qualidade do betão para as estruturas de betão corrente, era a resistência à compressão. Como tal, assistiu-se a uma degradação mais acelerada das estruturas de betão armado.

Para obter um betão de boa qualidade é necessário definir dois aspectos importantes - o desempenho do betão e a sua durabilidade.

O desempenho é a capacidade do betão satisfazer os requisitos para que foi projectada, sob o ponto de vista de segurança, funcionalidade e estética. Devido aos efeitos complexos do meio ambiente sobre as estruturas de betão e às reacções destas a esses efeitos, o desempenho de estruturas de betão ao longo do tempo não pode ser melhorado apenas pelo aumento de qualidade dos materiais utilizados.

Para se conseguir um melhor desempenho do betão, terá que se actuar em duas fases [2.02]:

- ao nível do projecto de estrutura e arquitectura;
- ao nível de processos de execução da obra e nos procedimentos relativos à inspecção e manutenção.

Contudo, o betão “envelhece”. Para além dos cuidados a ter na sua composição, execução e cura, é também necessário ter em conta o seu envelhecimento. É necessário proceder à manutenção da estrutura de betão armado. Surge assim uma noção nova associada ao betão - a durabilidade [2.03].

Neste capítulo serão abordados os factores mais relevantes que poderão influenciar a obtenção de um betão durável.

Estes factores influenciam fortemente a qualidade/durabilidade da estrutura de betão. Definem a natureza e distribuição dos poros no betão e, portanto, a maior ou menor influência dos mecanismos de transporte de substâncias nessa rede porosa.

Para a obtenção de um betão com qualidade, é necessário ter em mente a regra dos 4“C”: cimento, composição, compactação e cura.

## **2.2 Práticas construtivas**

A análise de estruturas de betão armado e betão armado pré-esforçado que apresentavam deterioração prematuras mostraram que, na maioria dos casos, estas eram provocadas por pequenos erros cometidos na fase de execução ou imediatamente a seguir.



A utilização de composições inadequadas, fraca qualidade de mão-de-obra e cura insuficiente resulta em danos, causados devido à elevada permeabilidade do betão e insuficiente recobrimento da armadura, sendo este último, o factor mais importante na determinação da durabilidade de uma estrutura [2.04].

### **2.2.1 Amassadura**

A operação de amassadura do betão tem por objectivo cobrir a superfície de todas as partículas de agregados com pasta de cimento, e misturar todos os ingredientes do betão numa massa homogénea.

Geralmente, a amassadura é realizada com recurso a betoneiras. Estas possuem pás rotativas que promovem a amassadura. A uniformidade do betão não deverá ser afectada pelo processo de descarga da betoneira [2.05].

Como regra geral, para a ordem de introdução dos materiais que compõem o betão na betoneira, começa-se pelos agregados mais grossos até ao mais finos, seguido do cimento e por fim da água. É essencial que haja uma mistura eficiente dos materiais no interior da betoneira, de modo a produzir betão uniforme.

### **2.2.2 Transporte**

Existem muito métodos de transporte do betão da betoneira para o seu local de aplicação. A escolha do método depende, obviamente, da quantidade de betão a transportar e de considerações económicas. Existem muitas possibilidades destacando-se os carrinhos de mão, os baldes, os camiões, as bombas, as telas transportadoras, entre outros. É necessário verificar se o meio de transporte em questão é adequada para a mistura de modo que não ocorra a segregação desta.

### **2.2.3 Colocação**

As operações de colocação e compactação são interdependentes sendo executados quase em simultâneo. São estas operações que influenciam os requisitos de resistência e de durabilidade do betão endurecido na estrutura final.

Durante a colocação, o objectivo principal é de depositar o betão o mais próximo possível da posição final, de modo a evitar a segregação e garantir a compactação adequada. De modo a atingir este objectivo, as seguintes regras devem ser cumpridas [2.05]:

- a deslocação do betão, quer por imersão ou por acção de uma agulha

- vibradora, deve ser evitada;
- o betão deve ser colocado em camadas uniformes e não em montes ou camadas inclinadas;
  - a espessura de uma camada deve ser compatível com o método de vibração, de modo que o ar preso no fundo de cada camada possa ser retirado;
  - a velocidade de colocação e compactação deverá ser a mesma;
  - cada camada deve ser compactada convenientemente antes da colocação da próxima camada, sendo a colocação efectuada quando a camada anterior ainda está plástica;
  - evitar a deslocação da cofragem e da armadura devido ao processo de colocação do betão;
  - o betão deve ser colocado num plano vertical para evitar a segregação durante a colocação.

#### **2.2.4 Compactação**

Uma adequada compactação e uma boa cura são dois factores que influenciam fortemente a durabilidade das estruturas de betão, sendo particularmente importante para o betão superficial.

O processo de compactação do betão por vibração consiste essencialmente na eliminação do ar preso, permitindo uma maior aproximação entre as partículas. É de notar que a compactação é fortemente influenciada pela qualidade da mão-de-obra.

#### **2.2.5 Cura**

Para garantir um betão de boa qualidade, segue-se à colocação e compactação do betão um período de cura adequada ao ambiente, durante o qual se dá o endurecimento inicial do mesmo [2.05].

Cura é a designação dada aos procedimentos utilizados para promover a hidratação do cimento e, portanto, o desenvolvimento da resistência do betão. Os procedimentos de cura estão relacionados com a temperatura e o movimento de humidade entre o betão e o exterior. Este último afecta não só a resistência, como também a durabilidade.

O objectivo da cura a temperaturas normais é manter o betão o mais saturado possível, até que os espaços inicialmente preenchidos por água, na pasta de cimento

fresca, tenham sido ocupados pelos produtos da hidratação do cimento.

Durante esta fase inicial da vida do betão, é necessário:

- utilizar um processo de endurecimento adequado. O processo deve ser planeado de modo que o betão possua a resistência desejada durante o processo de descofragem;
- evitar estragos causados pela secagem. Assim, dever-se-á evitar a secagem prematura da superfície do betão, podendo originar fissuração de retracção plástica;
- evitar danos causados, pelas tensões térmicas que surgem ao longo do elemento de betão.

Existem diferentes procedimentos de cura, dependendo das condições do local da obra, do tamanho, da forma e da posição do elemento de betão em questão.

A forma tradicional de curar consiste na colocação de óleo nas cofragens antes de betonar, deixando as cofragens no local durante um determinado período de tempo. Se forem retirados previamente, o betão deve ser molhado e envolvido em folhas de polietileno ou outros materiais de modo a evitar a evaporação da água a partir do betão.

A aspersão periódica da superfície do betão, após a retirada da cofragem, permite garantir a hidratação contínua deste.

Em grandes superfícies horizontais, de modo a evitar a fendilhação superficial durante o processo de secagem, a perda de água deve ser evitada suspendendo uma cobertura por cima da superfície de betão. Esta protecção é necessário apenas em tempo seco. Contudo, o excesso de chuva pode também ser prejudicial.

A superfície de betão pode ser também coberta com uma membrana impermeável, ou por papel impermeável reforçado, ou ainda por folhas de plástico. Uma membrana, se não for perfurada, irá impedir a evaporação da água a partir do betão, mas não permitirá a entrada desta para repor a água perdida por auto-descicção.

A velocidade de endurecimento do betão depende de vários factores, sendo os mais influentes, a temperatura e a humidade.

As primeiras tentativas de previsão da resistência do betão em função do tempo de

cura e da temperatura, sugeriam que dependia da relação entre o tempo e a temperatura [2.06, 2.07]. Contudo, a definição de maturidade como sendo o produto do tempo pela temperatura, revelou-se pouco rigorosa. Recentemente, demonstrou-se que a relação entre a resistência, a cura e a temperatura, pode ser prevista [2.06, 2.07]. Recorrendo à expressão proposta por Jalali [2.08], baseada no conceito de maturidade do betão, a idade efectiva,  $t_e$ , pode ser definida da seguinte forma:

$$t_e = b \cdot t \quad (2.1)$$

onde

$$b = \frac{\exp\left(\frac{-Q}{R \cdot T_r}\right)}{\exp\left(\frac{-Q}{R \cdot T}\right)} \quad (2.2)$$

em que:

$t$ : idade de referencia (normalmente 1 dia) - dias;

$b$ : coeficiente que depende da temperatura;

$Q$ : energia de activação - J/mol;

$R$ : constante dos gases - 8.31451 J/mol;

$T$ : temperatura - K;

$T_r$ : temperatura de referência (294 K) - K.

Na figura 2.1 está lustrada a relação entre a temperatura e a maturidade do betão. Verifica-se que, com o aumento da temperatura, é necessário menor tempo para obter um betão com determinada maturidade. De notar que existem outros modelos possíveis para o cálculo da idade efectiva [2.09].

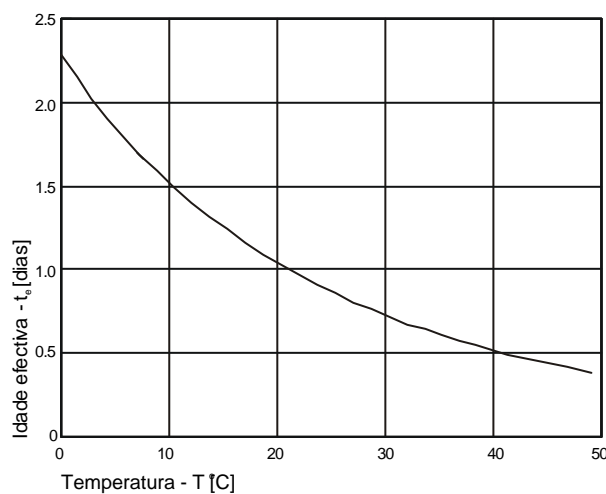


Figura 2.1 - Relação entre a temperatura e a idade efectiva, para obtenção de um betão com a mesma maturidade.

De referir que o método da maturidade é uma ferramenta útil para a previsão da resistência do betão com o tempo e a temperatura, tendo em conta o efeito acelerador da temperatura de cura elevada no desenvolvimento da resistência inicial [2.08]. Contudo, não tem em conta o efeito da temperatura inicial na resistência final do betão. Outra obstáculo reside na dificuldade de determinar com rigor a energia de activação, dependente de vários outros factores, sendo o principal o tipo de material cimentício.

### **2.2.6 Trabalho técnico - execução**

Uma grande quantidade dos defeitos funcionais e estruturais analisados podem ser atribuídos à insuficiência de formação especializada, tanto na fase de projecto como na de execução, ou simplesmente, à negligência na execução, e portanto devem ser evitados.

A durabilidade de uma estrutura depende da qualificação técnica das pessoas presentes na obra. Desde os engenheiros, aos técnicos e operários, é fundamental que haja conhecimento de causa e experiência de execução das tarefas.

O fornecimento de informação actualizada e periódica às pessoas envolvidas, e a formação contínua destas, é reconhecido como sendo uma das melhores formas de motivar e envolver o pessoal no trabalho, reduzindo portanto o número de erros.

A fase de execução constitui a etapa vital na obtenção da qualidade das estruturas de betão armado. Do ponto de vista da durabilidade, os aspectos primordiais durante o processo de execução, são os de garantir a qualidade de betão e a adequada espessura de recobrimento .

A espessura de recobrimento das armaduras depende de dois factores, que simultaneamente contribuem para a durabilidade:

- a compactação, de modo a garantir uma densa camada, uniforme e resistente;
- o tipo e duração de cura, controlando os níveis de humidade e a temperatura diferencial, de modo a limitar ou evitar fendilhação.

Por último será de referir que estes dois factores variam em função da qualidade da execução do trabalho.

### 2.3 Projecto e pormenorização

O principal objectivo do projectista é projectar estruturas económicas, com o nível de segurança exigido nos regulamentos, de modo a desempenhar satisfatoriamente as funções para as quais foi concebido e durante a período de vida previsto.

A execução do projecto estrutural passa por diversas etapas. Na primeira, são definidos os valores característicos das acções permanentes, acções variáveis e acções de acidente. Nesta fase muitas das acções permanentes são desconhecidas, pois o objectivo é definir a geometria dos elementos estruturais. Na segunda etapa, a partir da definição das acções é possível obter esforços e deslocamentos nos elementos estruturais, admitindo determinados comportamentos para os materiais e para as estruturas. De seguida, é avaliada a capacidade resistente a determinado esforço a partir do conhecimento do comportamento do material. Na última etapa, efectua-se a verificação da segurança para os diferentes estados limites.

Quando se trata do projecto de durabilidade, a verificação do período de vida prevista pode ser alcançada para determinado nível de fiabilidade. Nestas situações, aparenta ser aceitável, sem questionar, recorrer a uma abordagem exageradamente simples. As normas disponíveis fornecem apenas definições qualitativas da exposição, não definindo a vida do projecto em relação à durabilidade [2.10]. Em particular, não definem o estado limite de durabilidade que deve ser excedido para a vida do projecto ser ampliada.

Tentativas anteriores observaram que, em relação à durabilidade, não são as propriedades dos materiais ou dos componentes que por si só definem o desempenho, mas as condições da estrutura no meio ambiente como um todo, e a necessidade de intervenção. Este desempenho pode ser definido por requisitos funcionais *aptos-para-o-uso*, ou seja, requisitos tais como as flechas, fendas, destacamentos, vibração, estética e integridade estrutural.

Em relação à deterioração, as estruturas de betão possuem importantes características, que diferem das outras estruturas fabricadas com outros materiais [2.11]. Estas propriedades são:

- a qualidade e o desempenho do betão são assumidas na fase de projecto de determinada estrutura. A verdadeira qualidade e as características de

desempenho do betão são determinadas através do processo de execução, durante a construção. Daí que, este período muito curto de tempo constitua o período mais o importante que garante a durabilidade necessária da estrutura acabada;

- se a durabilidade for inferior ao previsto, normalmente não é perceptível até algum tempo ter passado devido à natureza de deterioração das estruturas de betão quando expostas a ambientes agressivos. O período que conduz à deterioração prematura da estrutura é superior ao período de garantia do construtor e inferior à vida útil prevista em projecto.

Um projecto arquitectónico pensado do ponto de vista de durabilidade pode vir a ter um desempenho excelente ao longo do tempo, tendo mesmo uma vida de serviço longa. A complexidade da forma estrutural, tanto na utilização como na execução, diminui a vida de serviço ou necessita de empenho maior na manutenção.

A robustez de uma estrutura ou de um elemento estrutural exposto, está parcialmente relacionada com a razão entre a área de superfície exposta e o volume do membro de betão. Quanto maior for esta razão, maior é o risco de uma substância agressiva penetrar no betão em quantidade suficiente para iniciar a deterioração do betão ou da armadura.

Quanto maior for o número de juntas e cantos da estrutura onde o pó e a sujidade se podem acumular e manter a humidade da água durante mais tempo, maior será a probabilidade de o betão se deteriorar. Este tipo de estruturas possuem um factor de risco de durabilidade elevada.

O escoamento de águas pluviais é outro factor que influencia muito a durabilidade, podendo ser tido em conta durante a elaboração do projecto. Assim, deve-se evitar saliências estruturais, cantos ou cavidades na construção.

Normalmente as atenções estão concentradas nos aspectos de durabilidade dos materiais utilizados, sendo a importância da forma estrutural na durabilidade e no desempenho, a longo prazo, desprezada.

De seguida apresentam-se alguns exemplos simples de princípios gerais para projecto [2.02]:

- evitar situações onde a água se escoe sobre o betão ou junta de betonagem.

Se a água proveniente da chuva, da neve ou do gelo se escoar sobre o betão, a água e agentes agressivos como os cloretos podem penetrar no betão, ou o betão pode ser lixiviado pela passagem da água. Situações em que a água fique parada devem ser também evitadas;

- condições que podem levar à criação de grandes fendas devem ser evitadas. Mudança súbita de secção resulta na concentração de tensões. A aplicação de forças concentradas devido à ancoragem de cabos de pré-esforço ou devido a reacções dos suportes, podem criar forças locais, podendo provocar fendas se não forem tratadas com a armadura adequada;
- fornecer protecção estrutural recorrendo a superfícies lisas com pontas arredondadas e minimizar a área exposta ao ambiente;
- fornecer protecção especial para o betão (que normalmente também protege a armadura), tal como PFL, SCC, FRC, protecção da superfície, entre outros;
- fornecer protecção especial para a armadura contra a corrosão, recorrendo a maiores recobrimentos, películas protectoras, protecção catódica, inibidores de corrosão, entre outros;
- efectuar inspecções periódicas regulares de modo a detectar com a devida antecedência os problemas e introduzir rotinas de manutenção.

### 2.3.1 Protecção alternativa

Em situação de elevada agressividade, pode ser necessário recorrer a métodos adicionais de protecção. Estes métodos podem ser divididos em dois grupos, a saber:

- protecção do betão;
- protecção do aço.

A protecção do betão passa por diminuir a permeabilidade da camada de recobrimento. Pode ser conseguido de várias maneiras:

- aplicação directa de produtos na superfície (tintas, colas)
- melhorar a qualidade do betão (PFL - Permeability controlled Formwork Liner, SCC - Self Compacting Concrete, adições, teor  $C_3A$ ).

*PFL*: reconhecendo a influência dominante da qualidade da camada de recobrimento do betão na resistência deste contra a penetração de agentes agressivos deu origem ao desenvolvimento de um forro permeável para a cofragem, que poderá ser maleável ou rígido. Estes forros permitem melhorar a qualidade da camada exterior do betão, alguns milímetros a centímetros, controlando a razão água/cimento (A/C) e



melhorando a cura desta camada exterior.

A PFL absorve parte da água em excesso da camada superficial reduzindo portanto a razão A/C. Quando o betão endurecer através da hidratação do cimento esta camada necessitará de água adicional para atingir um endurecimento optimizado, estando esta água disponível no forro. Ocorre, portanto, um cura com humidade óptima na camada exterior, melhorando a qualidade do betão de recobrimento [2.03].

A PFL pode melhorar a qualidade da camada exterior de betão mas não compensa a má compactação e a criação de ninhos de brita. Contudo, os novos desenvolvimentos em betões auto-compactáveis pode ser uma solução realística para este problema, logo, a junção de PFL com SCC teria um efeito sinérgico na melhoria da durabilidade das estruturas de betão.

SCC: o desenvolvimento de uma mistura de betão onde a sua colocação e a sua vibração têm uma influência mínima na qualidade final do betão. Com a ajuda de diversos adjuvantes químicos e a optimização de curvas de agregados com razões baixas de A/C pode ser obtido betão sem segregação, de modo que flua através das cofragens, das formas complicadas e em torno de disposições de armaduras complexas. A cofragem pode ser preenchida com uma compactação uniforme sem se criar ninhos de brita. O betão irá criar uma pressão adicional na cofragem, que deve ser tido em conta ao dimensionar a cofragem.

A utilização de SCC é uma tecnologia amiga do ambiente, uma vez que o nível de ruído provocado pela vibração é quase eliminado.

A protecção do aço pode ser efectuada ao nível do próprio betão através da introdução de inibidores de corrosão ou repelentes de humidade, entre outros produtos.

Ao nível da armadura, esta pode ser protegida através da aplicação de revestimentos metálicos (zinco), orgânicos (resinas epóxicas), ou através da protecção catódica.

## **2.4 Regulamentação actual sobre a durabilidade**

Apesar de os códigos e as especificações de trabalho para as estruturas de betão

terem sido alteradas várias vezes durante os últimos 30 anos, os requisitos da durabilidade do betão são quase exclusivamente baseados nos requisitos tradicionais da composição do betão, nos procedimentos e nas condições de cura, onde a resistência à compressão é o único critério de desempenho. Esta abordagem descritiva demonstrou possuir insuficiências e resultados não satisfatórios.

Contudo, para as mais recentes estruturas de betão, tem havido uma crescente preocupação nos parâmetros de qualidade adicionais, baseados na absorção de água e na difusividade do cloreto [2.12]. Tais parâmetros de qualidade do betão, são utilizados tanto para as especificações de trabalho, como para o controlo *in situ* da qualidade. São também parcialmente utilizados como parâmetros em modelos de projecção da vida útil de uma estrutura [2.01].

Uma das principais causas da deterioração do betão reside no facto de, tanto no passado como ainda no presente, ter sido dada muita importância à resistência à compressão, do que aos factores ambientais, com implicações na durabilidade.

A durabilidade tornou-se um critério de dimensionamento nos novos regulamentos de países como o Japão, a Austrália e a Comunidade Europeia, devendo também o futuro regulamento português, baseado no Eurocódigo 2, por sua vez apoiado na norma NP ENV 206, já em vigor, vir a dar-lhe a devida relevância [2.13].

#### **2.4.1 Exigências de durabilidade: NP ENV 206 e E-378**

No que concerne ao ambiente, haverá que classificar a severidade de exposição em relação à durabilidade do betão. As acções químicas ou físicas a que o betão está sujeito e de que resultam efeitos não considerados no projecto como acções, a norma NP ENV 206 define diversas classes de exposição (ver tabela 2.1).

De modo a clarificar a aplicação das classes de exposição ambiental da norma NP ENV 206 [2.14], o LNEC elaborou a especificação E-378 [2.15], na qual se estabelecem valores mínimos da dosagem de ligante e máximos da razão A/C que, uma vez cumpridos, permitem supor que o tempo de vida de um betão será da ordem dos 50 a 60 anos; entendendo-se por tempo de vida aquele durante o qual o betão simples ou com armaduras, mantém as propriedades especificadas sem necessidade de reparações [2.03].

Tabela 2.1 - Classes de exposição relacionadas com as condições ambientais, adaptado [2.14]

Classes de exposição		Exemplo de condições ambientais
1 (ambiente seco)		<ul style="list-style-type: none"> <li>interior de habitações ou escritórios (<sup>1</sup>)</li> </ul>
2 (ambiente húmido)	a (sem gelo)	<ul style="list-style-type: none"> <li>interior de edifícios onde a humidade é elevada (ex: lavandarias)</li> <li>elementos exteriores</li> <li>elementos em águas ou solos não agressivos</li> </ul>
	b (com gelo)	<ul style="list-style-type: none"> <li>elementos exteriores sujeitos ao gelo</li> <li>elementos em águas ou solos não agressivos expostos ao gelo</li> <li>elementos interiores onde a humidade é elevada e expostos ao gelo</li> </ul>
3 (ambiente húmido com gelo e produtos descongelantes)		<ul style="list-style-type: none"> <li>elementos interiores e exteriores expostos ao gelo e a produtos descongelantes</li> </ul>
4 (ambiente marítimo)	a (sem gelo)	<ul style="list-style-type: none"> <li>elementos completa ou parcialmente submersos na água do mar ou sujeitos aos efeitos da rebentação</li> <li>elementos em ar saturado de sais (área costeira)</li> </ul>
	b (com gelo)	<ul style="list-style-type: none"> <li>elementos parcialmente submersos na água do mar ou sujeitos aos efeitos da rebentação e expostos ao gelo</li> <li>elementos em ar saturado de sais e expostos ao gelo</li> </ul>
As classes seguintes podem ocorrer isoladamente ou em combinação com as classes acima mencionadas		
5 (ambiente quimicamente agressivos) ( <sup>2</sup> )	a	<ul style="list-style-type: none"> <li>ambiente químico ligeiramente agressivo (gás, líquido ou sólido)</li> <li>ambiente industrial agressivo</li> </ul>
	b	<ul style="list-style-type: none"> <li>ambiente químico moderadamente agressivo (gás, líquido ou sólido)</li> </ul>
	c	<ul style="list-style-type: none"> <li>ambiente químico altamente agressivo (gás, líquido ou sólido)</li> </ul>
<p>(<sup>1</sup>) Esta classe de exposição só é válida desde que, durante a construção, a estrutura ou alguns dos seus elementos, não esteja exposto a condições severas durante um período prolongado de tempo.</p> <p>(<sup>2</sup>) Os ambiente quimicamente agressivos estão classificados na ISO 9690.</p>		

Nesta especificação E-378, a acção do ambiente sobre o betão depende do tipo de agentes agressivos e do mecanismo do seu transporte, a partir da superfície para o interior do betão. Consideram-se os mecanismo de deterioração divididos em dois grupos:

- os que provocam a corrosão das armaduras e rompem o betão de recobrimento;
- os que provocam a deterioração do próprio betão.

No primeiro grupo estão a carbonatação e a acção dos cloretos da água do mar ou de alguns sais descongelantes. A especificação E-378 define 4 classes de exposição ambiental: *EC1*, *EC2*, *EC3* e *EC4*; e quanto aos cloretos são definidas 3 classes: *ECI1*, *ECI2* e *ECI3*.

Tabela 2.2 - Classes de exposição ambiental relacionadas com a deterioração do betão por corrosão das armaduras [2.15].

Acção de	Classe de exposição	Descrição de ambientes-tipo
Carbonatação	EC 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>ambientes secos (raramente húmidos), com HR &lt; 45%, como no interior de edifícios ou outras estruturas em ambiente seco.</li> </ul>

	EC 2	• ambientes húmidos (raramente secos), com HR > 85%, como em partes de estruturas de retenção de água ou em fundações.
	EC 3	• ambientes com humidade moderada ( 45% < HR < 85%), como o betão protegido das chuvas e não sujeito a condensação.
	EC 4	• ambientes com ciclos de secagem/molhagem, como o betão em contacto com água (da chuva, por exemplo) ou sujeito a condensação.
Cloretos	ECI 1	• ambientes das zonas costeiras marítimas (até cerca de 1 km da linha da costa nas zonas de falésia, ou até alguns quilómetros em costas marítimas baixas ou ao longo dos rios, junto àfoz) ou resultantes da utilização de sais àbase de cloretos; em geral o transporte de iões cloretos para o interior do betão de recobrimento faz-se por difusão.
	ECI 2	• zonas imersas de estruturas portuárias, em que o transporte dos iões se faz preferencialmente por difusão e por diferença de pressão.
	ECI 3	• ambiente nas zonas de maré (ou em zonas microclimáticas das estruturas onde a acção do vento as molhe ou humedeça frequentemente) ou resultante do uso de sais àbase de cloretos, com ciclos de secagem e molhagem, em que o transporte dos iões se faz preferencialmente por difusão e por sucção capilar.

Segundo a E-378, e de acordo com a classificação atribuída ao ambiente, o betão deve ser composto obedecendo aos valores de dosagem de cimento mínimo (C), da razão A/C, da resistência mínima e da espessura de recobrimento constantes na tabela seguinte:

Tabela 2.3 - Classes de exposição ambiental relacionadas com os factores de corrosão das armaduras [2.15].

Factores de corrosão das armaduras	Carbonatação				Acção dos cloretos		
	EC 1	EC 2	EC 3	EC 4	ECI 1	ECI 2	ECI 3
Classe de exposição ambiental	EC 1	EC 2	EC 3	EC 4	ECI 1	ECI 2	ECI 3
Mínima dosagem de ligante $C_{32}$ (kg/m <sup>3</sup> )	260	280	300	320	340	320	360
Máxima razão A/C	0.65	0.60	0.60	0.55	0.45	0.50	0.45
Classe de resistência mínima do betão	C 20/25	C 25/30	C 28/35	C 28/35	C 32/40	C 28/35	C 35/45
Recobrimento mínimo da armadura (mm)	20	25			40	40	40

No segundo grupo estão a acção dos ciclos gelo/desgelo e a acção dos sulfatos e de outros ambientes quimicamente agressivos. São definidas 2 classes: EG1 e EG2, relacionadas com a acção de gelo-desgelo.

Tabela 2.4 - Classes de exposição ambiental relacionadas com a acção gelo/desgelo [2.15]

Acção de	Classe de exposição	Descrição de ambiente
Gelo/desgelo	EG 1	• ambientes em que poucos (ou nenhuns) ciclos de gelo/desgelo ocorrem e em que a temperatura média do mês mais frio, em vários anos, é inferior a - 5°C, mas sem aplicação de sais descongelantes.
	EG 2	• idem, mas com aplicação de sais descongelantes, nomeadamente àbase de cloretos.

Segundo a E-378, e de acordo com a classificação atribuída ao ambiente, o betão deve ser composto obedecendo aos valores de C mínimo, da A/C, da resistência mínima e da espessura de recobrimento constantes na tabela seguinte:

*Tabela 2.5 - Classes de exposição ambiental relacionadas com os factores de corrosão das armaduras [2.15]*

Factores de corrosão das armaduras	Acção de gelo/desgelo		Acção de ambientes quimicamente agressivos		
	EG 1	EG 2	EQ 1	EQ 2	EQ 3
Classe de exposição ambiental					
Mínima dosagem de ligante $C_{32}$ ( $\text{kg/m}^3$ )	300	340	340	360	380
Máxima razão A/C	0.50	0.45	0.45	0.45	0.40
Classe de resistência mínima do betão	C 28/35	C 32/40	C 32/40	C 35/45	C 40/50

No que respeita à agressividade química, traduzida pela qualidade da água de contacto ou do solo, consideram-se três classes de exposição: EQ1, EQ2 e EQ3, conforme as quantidades de sulfatos, anidrido carbónico agressivo, amónio e magnésio, além do pH.

*Tabela 2.6 - Classes de exposição ambiental relacionadas com a agressividade química [2.15]*

Elementos agressivos	Classes de exposição			Documento normativo
	EQ 1	EQ 2	EQ 3	
$\text{SO}_4^{-2}$ na água (mg/l)	200-600	600-3000	3000-6000	NP 413
$\text{SO}_4^{-2}$ total no solo (mg/l)	2000-3000	3000-12000	12000-24000	E-202
pH	6.5-5.5	5.5-4.5	4.5-4.0	NP 411
$\text{CO}_2$ , agressivo na água expresso em carbonato de cálcio (mg/l)	35-90	91-200	>200	NP 1416
$\text{NH}_4^+$ (mg/l)	15-30	30-60	60-100	NP 730
$\text{Mg}^{+2}$ na água (mg/l)	300-1000	1000-3000	>3000	NP 507

#### 2.4.2 Parâmetros que influenciam a durabilidade

A composição de um betão, para atender às exigências de durabilidade, deverá ser estudada depois da escolha judiciosa dos constituintes, em obediência aos seguintes parâmetros, quantificando em conformidade com as classes de exposição ambiental [2.13]:

- razão Água/cimento;
- dosagem de cimento;
- teor de ar no betão fresco;
- tipo de cimento;

- classes de resistência;
- permeabilidade.

Os valores da razão A/C máxima e da dosagem C mínima referem-se aos ligantes definidos na norma NP-2064. Ao empregar adições (pozolanas ou outras adições com propriedades hidráulicas latentes), os valores referidos na norma NP ENV 206 deverão ser convenientemente modificados, conforme o que for estabelecido nas normas nacionais [2.13].

#### 2.4.2.1 Cimentos e adições

A norma NP 2064 [2.16] define os diferentes tipos de cimento correntemente utilizados na construção e os seus constituintes, para além de referir diversas exigências para as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos cimentos.

A dosagem de ligante possui uma influência directa na resistência do betão e igualmente na sua trabalhabilidade. Os betões pobres em cimento tornam as misturas ásperas, com tendência a segregar, dando acabamento superficial difícil. Os betões muito ricos em cimento apresentam-se excessivamente coesivos e aderentes, sendo mais difícil a colocação em obra. O calor de hidratação possui uma grande influência podendo originar problemas de excessiva retracção com riscos de fissuração [2.13].

Os ligantes mais privilegiados para o fabrico de betão, classificados conforme a natureza e percentagem dos constituintes, determinados segundo a norma NP ENV 196-4 [2.17], e tendo em vista a diversidade de aplicações, são:

- CE I - cimento Portland simples;
- CE II - cimento Portland composto;
- CE III - cimento de alto forno;
- CE IV - cimento pozolânico,

podendo ser das classes 32.5, 42.5 e 52.5 definidos na norma NP 2064, e classificados segundo a NP 196-1 [2.18].

O cimento do *tipo I* confere boa protecção contra a corrosão das armaduras, dada a sua maior reserva alcalina, sendo ainda recomendável o seu emprego quando se tratar de betonagens em tempo frio, em betão pré-esforçado e na pré-fabricação, impondo-se nas últimas aplicações a classe 42.5.

Os cimentos do *tipo II*, pela diversidade possível de composição, inclui cinco variedades: II, II-S, II-Z, II-C e II-F, representando as letras o constituinte predominante adicionado ao clínquer, respectivamente a escória granulada de alto forno (LNEC E-375 [2.19]), a pozolana natural (NP 4220 [2.20]), as cinzas volantes (NP EN 450 [2.21]) e o filler (LNEC E-377 [2.22]).

Os cimentos compostos apresentam maior resistência às acções químicas (ataque pelos sulfatos, por ácidos e reacções álcali-agregado) e maior resistência à penetração do ião cloro. Ao fim de algumas semanas de idade, os betões com adições já exibem maiores resistências do que as verificadas nos betões fabricados com igual dosagem de ligante constituído apenas por cimento Portland. Possuem menores velocidades de reacção, pelo que as resistências iniciais resultam essencialmente da contribuição do cimento Portland.

Estes cimentos são preferíveis quando se pretende maior ductilidade, menor calor de hidratação, menor retracção e menor fissuração.

Para os betões em grandes massas, em ambientes pouco agressivos, são preferíveis os cimentos dos *tipos II, III e IV*. Se a agressividade é elevada, é mais indicado o cimento *tipo IV*, também preferível se os agregados forem siliciosos reactivos com os álcalis.

Em relação à acção dos cloretos, os cimentos tipos II, III e IV exibem menor difusibilidade, nomeadamente o cimento tipo III com mais de 75 % de escória.

Em relação à agressividade química, o tipo de cimento mais adequado depende do tipo de elemento agressivo. Por exemplo, no caso da acção dos sulfatos, a composição do clínquer dos cimentos deve exibir limitações dos teores de  $C_3A$ , função das classes de exposição EQ2 e EQ3, e de  $C_4AF$ , os quais se apresentam na Tabela 2.7.

*Tabela 2.7 - Composição do clínquer de cimentos resistentes à acção dos sulfatos [2.15]*

Tipos de cimento	$C_3A$		$C_3A + C_4AF$
	EQ 2	EQ 3	
I	≤ 5%	≤ 5%	20%
II	≤ 8%	≤ 6%	
III e IV	≤ 10%	≤ 8%	25%

O emprego da sílica de fumo traz inegáveis benefícios, pois que aumenta não só a resistência como diminui drasticamente a permeabilidade do betão [2.13].

As dosagens mínimas de ligante de forma a ter em conta a durabilidade do betão apresentadas nas Tabelas 2.3 e 2.5, dizem respeito a betões com máxima dimensão do agregado igual a 32 mm. Para outra dimensão as dosagens devem ser corrigidas em conformidade com a lei de Caquot [2.15]:

$$C_D = \frac{2 \cdot C_{32}}{\sqrt[5]{D}} \quad (2.3)$$

em que:

$C_D$ : dosagem de cimento para betão com  $D \neq 32$  mm, em  $\text{kg/m}^3$ ;

$C_{32}$ : dosagem de cimento para betão com  $D = 32$  mm, em  $\text{kg/m}^3$ ;

$D$ : dimensão máxima do agregado, mm.

Na figura seguinte ilustra-se a forma como variam as dosagens de cimento em função das dimensões dos agregados entre os 10 mm e os 50 mm. Representam-se três curvas para diferentes dosagens de cimento: 300, 400 e 500  $\text{kg/m}^3$ .

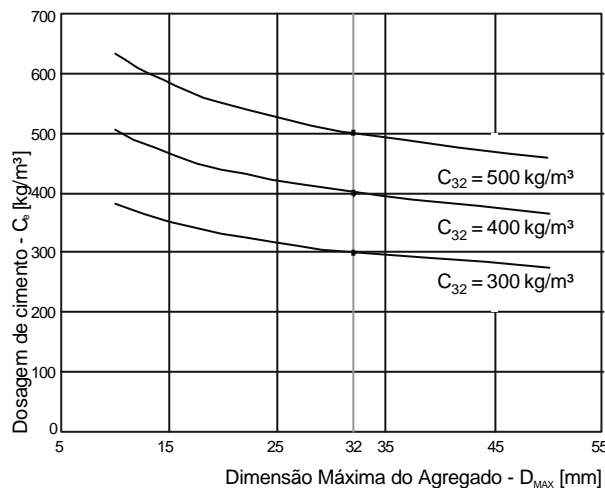


Figura 2.2 - Variação da dosagem de cimento em função da dimensão máxima do agregado

No caso do betão pré-esforçado e tendo em conta a sua maior sensibilidade à corrosão das armaduras, recomenda-se o aumento das dosagens do cimento em 30  $\text{kg/m}^3$  em relação aos valores indicados na NP ENV 206 e adoptando-se as classes de resistência imediatamente superiores às indicadas. Em alternativa, poder-se-á aumentar em 50% a espessura da camada de recobrimento das bainhas ou dos fios.



Para terminar, chama-se à atenção para o facto do cimento Portland não resistir aos meios ácidos em que o pH seja inferior a 4, pelo que tem de ser protegido do contacto com esses meios. Só os cimentos aluminosos, que, aliás, não se fabricam em Portugal e exigem cuidados especiais na sua utilização, são capazes de resistir [2.13].

Para prevenir a reacção dos álcalis do cimento com certos tipos de agregados, como as dolomites e os agregados siliciosos com sílica não cristalizada, a solução consiste na utilização de cimentos portland com teor em álcalis (expresso em  $\text{Na}_2\text{O}$ ) inferior a 6%. No caso de agregados siliciosos recomenda-se o emprego de cimento do tipo IV.

#### 2.4.2.2 Adjuvantes

Define-se por adjuvante um material adicionado durante a amassadura do betão em quantidades que não exceda 5 % em massa do teor de cimento do betão, para modificar determinada propriedade do mesmo no estado fresco ou endurecido.

Segundo o LNEC E-374 [2.23] existem vários tipos de adjuvantes baseado na função principal:

- *adjuvante redutor de água/plastificante*: adjuvante que, sem afectar a trabalhabilidade, permite a redução da dosagem de água de uma dada amassadura, ou que, sem modificar a dosagem de água, aumenta a trabalhabilidade, ou que produz simultaneamente os dois efeitos;
- *adjuvante redutor de água de alta gama/superplastificante*: adjuvante que, sem afectar a trabalhabilidade, permite uma alta redução da dosagem de água de uma dada amassadura, ou que, sem modificar a dosagem de água, aumenta consideravelmente a trabalhabilidade, ou que produz simultaneamente os dois efeitos;
- *adjuvante retentor de água*: adjuvante que reduz a perda de água através da redução da exsudação;
- *adjuvante introdutor de ar*: adjuvante que permite incorporar durante a operação de amassadura uma quantidade controlada de micro-bolhas de ar uniformemente distribuída e mantê-la após endurecimento;
- *adjuvante acelerador de presa*: adjuvante que permite diminuir o tempo de transição do estado plástico para o estado rígido do betão;
- *adjuvante acelerador de endurecimento*: adjuvante que acelera o desenvolvimento das resistências iniciais do betão, afectando ou não o tempo

de presa;

- *adjuvante retardador de presa*: adjuvante que prolonga o tempo de transição do estado plástico para o estado rígido no betão;
- *adjuvante hidrófugo*: adjuvante que reduz a absorção capilar do betão endurecido.

Há diversas características a que os adjuvantes devem obedecer, nomeadamente a identificação (homogeneidade, cor, teor de sólido, entre outros), a compatibilidade com os cimentos e o comportamento no betão. Uma descrição mais pormenorizada destas características encontra-se na especificação LNEC E-374.

### 2.4.2.3 Agregados

As características e os correspondentes valores limites que os agregados devem respeitar, no que se refere à durabilidade, para poderem ser utilizados no fabrico de argamassas e de betões encontram-se estabelecidas na especificação do LNEC E-373 [2.24], e constam da Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Características e verificação da conformidade dos agregados [2.15]

Característica		Documento normativo	Valor a satisfazer
Resistência mecânica dos agregados grossos	Res. à compressão	NP 1040	$\geq 50$ MPa
	Res. ao esmagamento	NP 1039	$\leq 45\%$
	Desgaste de Los Angeles (2)	E-237	$\leq 50\%$
	Desagregação pelo sulfato de sódio ou de magnésio (3)	NP 1378	SO <sub>4</sub> Na: perdas peso < 10% SO <sub>4</sub> Mg: perdas peso < 15% ao fim de 5 ciclos de ensaio
Absorção de água (1) e massa volúmica	De agregados grossos	NP 581	Absorção $\leq 5.0\%$
	De areias	NP984	Absorção $\leq 5.0\%$
Quantidades de partículas ou matérias prejudiciais	De matéria orgânica	NP 85	Não prejudicial
	De partículas muito finas e matéria solúvel	NP 86	Areia natural $\leq 3.0\%$ Areia britada $\leq 10.0\%$ Godo $\leq 2.0\%$ Brita $\leq 3.0\%$
	De partículas de argila	E-196	$\leq 2.0\%$ de massa do ligante
	De partículas friáveis	NP 1380	Areia $\leq 1.0\%$ Godo ou brita $\leq 0.25\%$
De partículas moles		E-222	Godo ou brita $\leq 5.0\%$
	De partículas leves (1) (3)	NP 953	Areias $\leq 1.0\%$ Godos ou britas $\leq 1.0\%$
Índice volúmico		E-223	Godo $\geq 0.12$ Brita $\geq 0.15$

Tabela 2.8 - Características e verificação da conformidade dos agregados [2.15] (Continuação)

Característica		Documento normativo	Valor a satisfazer
Reactividade potencial com os álcalis do cimento	Proc. absorciométrico	E-159	Negativo
	Processo da barra de argamassa	NP 1381	Extensão ≤ 1.0e-3 ao fim de 6 meses
	Análise petrográfica	E-415	Negativo
Reactividade com os sulfatos		E-251	Provete de argamassa: Ausência de fendilhamento Extensão < 0.5e-3 Provetes de rocha: Extensão < 1.0e-3 ao fim de 6 meses
Teor de cloretos		E-253	(6)
Teor de sulfuretos		NP 2107	(7)
Teor de sulfatos		NP 2106	
Teor de álcalis		NP 1382	
Análise granulométrica		NP 1379	(8)
Baridade		NP 955	(9)
Teor de água total		NP 956 NP 957	(10)

- (1) Os valores exigidos por esta característica não se aplicam aos agregados leves.
- (2) O desgaste Los Angeles não é em princípio significativo
- (3) Os ensaios de desagregação pelo sulfato de sódio ou de magnésio e de quantificação das partículas leves são exigidas quando o betão está sujeito a ambientes em que a temperatura pode atingir, com frequência, valores inferiores a -5°C ou se pretendem obter betões de levada resistência à penetração de cloretos.
- (4) Na Especificação LNEC E-415 indicam-se os minerais e rochas com formas de sílica potencialmente reactivas ou fornecedoras de álcalis.
- (5) Os ensaios de reactividade com os sulfatos é exigido quando os betões ficam em contacto com a água do mar ou com águas ou solos que contenham sulfatos com teores iguais ou superiores aos da água e quando os agregados exibem feldspatos.
- (6) O teor de cloretos dos agregados deve ser somado ao teor de cloretos dos outros constituintes de betão de forma que o teor por massa de cimento seja inferior a 1%, 0.4% e 0.2% no caso do betão simples, armados ou pré-esforçado, respectivamente.
- (7) O teor de sulfuretos, sulfatos e álcalis dos agregados deve ser somado aos correspondentes teores determinados nos outros componentes do betão (com excepção do cimento) e o valor não deve exceder as seguintes percentagens referidas à massa do cimento ou a massa do cimento e das adições:

Cimento	Sulfuretos (expresso em S)	Sulfatos (expresso em SO <sub>3</sub> )	Alcalis (expresso em Na <sub>2</sub> O)
Tipo I	0.2	0.5	0.6
Tipo II	0.0	0.5	0.6
Tipo III	0.0	1.0	-
Tipo IV	0.2	2.0	-

- (8) A classificação dos agregados em classes granulométricas é feita na Especificação LNEC E-355.
- (9) A baridade é usada para definir ou controlar a composição do betão.
- (10) O teor de água é usado para corrigir, quando necessário, a água de amassadura.

É necessário ter em conta os teores de sulfuretos, de sulfatos e de álcalis, os quais adicionados aos dos restantes constituintes em quantidades excessivas, podem dar lugar a eventuais reacções expansivas.

#### 2.4.2.4 Água

A especificação do LNEC E-372 [2.25] estabelece as características físico-químicas das águas a serem utilizadas na amassadura de betões, argamassas e caldas de injeção, estabelecendo também os critérios para a verificação da conformidade com vista à sua utilização.

Podem distinguir-se os seguintes tipos e condições de utilização de águas para amassaduras de betões, em função da sua origem:

- águas potáveis, que normalmente não precisam de ser analisadas;
- águas superficiais e subterrâneas, normalmente consideradas adequadas, mas devem ser analisadas antes da primeira utilização;
- águas residuais industriais, normalmente consideradas adequadas, mas devem ser analisadas previamente e frequentemente durante a utilização;
- águas do mar ou águas salobras, normalmente consideradas adequadas para o betão simples, mas devem ser analisadas antes de serem utilizadas em betão armado ou pré-esforçado;
- águas de lavagem do equipamento nas instalações da produção de betão, consideradas adequadas desde que não contenham óleos ou adjuvantes introdutores de ar.
- águas residuais domésticas, não são adequadas.

#### 2.4.2.5 Razão A/C

No que se refere à razão água/cimento, a sua determinação é efectuada a partir do valor da dosagem efectiva da água, que é a soma do volume da água da amassadura com o da água presente na superfície dos agregados e não, o de toda a água gasta na amassadura do betão [2.13].

A especificação do LNEC E-372 refere as características a determinar, apresentadas na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Características e exigências das águas para amassaduras de betões [2.25]

Característica	Documento normativo	Exigências	
		Betão simples	Betão armado e pré-esforçado
pH	NP 411	$\geq 4$	$\geq 4$
CQO (1) (mg/dm <sup>3</sup> )	NP 1414	$\leq 500$	$\leq 500$
Teor de cloretos (mg/dm <sup>3</sup> )	NP 423	$\leq 4500$ (2)	$\leq 600$ (2)
Resíduo em suspensão (mg/dm <sup>3</sup> )	E-380	$\leq 5000$	$\leq 2000$
Resíduo dissolvido (mg/dm <sup>3</sup> )		(3)	
Teor de sulfatos (mg/dm <sup>3</sup> )	NP 413	$\leq 2000$	$\leq 2000$
Teor de carbonatos e hidrocarbonatos (mg/dm <sup>3</sup> )	NP 421	(3)	
Teor de potássio e sódio (4) (mg/dm <sup>3</sup> )	E-381	$\leq 1000$	$\leq 1000$
Teor de ortofosfatos (mg/dm <sup>3</sup> )	E-379	$\leq 100$	$\leq 100$

Teor de nitratos (mg/dm <sup>3</sup> )	E-382	≤ 500	≤ 500
Teor de sulfuretos (5) (mg/dm <sup>3</sup> )	NP 1417	-	≤ 100
Teor de zinco (mg/dm <sup>3</sup> )	E-417	≤ 100	≤ 100

(1) CQO - Consumo Químico de Oxigénio

(2) Para concentrações superiores deverá verificar-se se o teor total de cloretos no betão não é superior a 1%, 0.4% ou 0.2% no caso de betão simples, armado ou pré-esforçado

(3) Ver verificação da conformidade na cláusula 7.

(4) Só se os agregados forem potencialmente reactivos.

(5) Só no caso de betão pré-esforçado e de caldas de injeção.

A razão A/C deve ser o mais baixa possível.

Para obter razões A/C mínimos em função do tipo de exposição, dever-se-á consultar as Tabelas 3.3 e 3.5.

#### 2.4.2.6 Fabrico, colocação em obra e cura

De um modo geral, para produzir um betão durável, que proteja as armaduras contra a corrosão e suporte as condições ambientais e de serviço, a que esteja exposto durante o tempo de vida útil previsto, devem ser tomados em conta alguns factores tais como [2.13]:

- a escolha de constituintes adequados, que não contenham elementos prejudiciais que afectem a durabilidade do betão e protejam a corrosão das armaduras;
- a escolha de uma composição tal que o betão satisfaça todos os critérios estabelecidos para o betão fresco e endurecido;
- a possibilidade de ser colocado e compactado de modo a formar um revestimento denso das armaduras;
- a resistência a acções internas e externas;
- a possibilidade de resistir aos ataques mecânicos, tais como a abrasão;
- a amassadura, a colocação e a compactação do betão deverão ser feitas de modo a que os constituintes do betão estejam uniformemente distribuídos em massa, sem segregação, devendo adquirir uma estrutura fechada;
- a cura do betão deva ser realizada de modo a que a zona superficial de recobrimento das armaduras adquira as propriedades que se esperam da composição.

A duração da cura depende do tempo necessário para obter uma certa impermeabilização aos gases e líquidos da camada superficial de recobrimento das armaduras, a qual deve ter valores mínimos de 20 a 50 mm nos casos particulares da acção dos carbonatos e dos cloretos. A NP ENV 206 indica valores mínimos do

tempo de cura, conforme o desenvolvimento da resistência do betão for rápido, médio ou lento e função das condições ambientais de exposição (exposição ou ausência de sol, humidade do ar, velocidade do vento, temperatura do betão durante a cura). Os tempos de cura devem ser mais dilatados quando o cimento for dos tipos II, II e IV.

## 2.5 Bibliografia - Capítulo 2

- [2.01] *Gjårv, O.E.; (1998); Controlled Service life of concrete structures and environmental consciousness. Seminário Idite-Minho, Braga, 13 pp.*
- [2.02] *CEB; (1992); Durable concrete structures. CEB, Thomas Telford, 112 pp.*
- [2.03] *Coutinho, J.S.; (1998); Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem. Tese de Doutoramento. FEUP. 392 pp.*
- [2.04] *Coutinho, A.S.; Gonçalves, A.; (1994); Fabrico e propriedades do betão. LNEC, Lisboa, Vol.III, 368 pp.*
- [2.05] *Neville, A.M.; Brooks, J.J.; (1997); Concrete technology. Longman, England, 438 pp.*
- [2.06] *Jalali, S.; Abyaneh, M.Y.; (1995); Prediction of final concrete strength in hot climates. Magazine of Concrete Research, 47, N<sup>o</sup> 173, pp. 291-297.*
- [2.07] *Jalali, S.; (1995); New developments in maturity method for the prediction of strength gain of concrete. Proceeding XI European Ready Mixed Concrete Congress, Istanbul, pp. 481-488.*
- [2.08] *Jalali, S.; Santos, L.M.; (1997); The effect of curing temperatur on strength gain of concrete. L'Industria Italiana del Cemento, N. 724, pp. 675-684.*
- [2.09] *CEB; (1990); CEB-FIP Model Code 1990 Design Code. CEB, Thomas Telford, 434 pp.*
- [2.10] *Bamforth, Phil, (1998); Double standards in Design. CONCRETE. *citado de [2.04]**
- [2.11] *Rostam, S.; (1999); Performance-based design of structures for the future. Proceedings, IABSER Symposium *Structures for the future*, Rio de Janeiro, *citado de [2.04]**
- [2.12] *Gjårv, O.E.; (1994); Important test methods for durability of reinforced concrete. Proceedings, V Mohan Malhotra Symposium on Concrete, San Francisco, ACI SP-144, pp. 545-574. *citado de [2.01]**
- [2.13] *Sampaio, J.C.; (1999); Parâmetros a considerar na durabilidade dos betões. Apontamentos de Mestrado, FEUP, 12 pp.*
- [2.14] *NP ENV 206 (1993); Betão: Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade. IPQ, 21 pp.*
- [2.15] *E-378 (1993), Betões. Guia Para a utilização de ligantes hidráulicos. LNEC, 11 pp.*
- [2.16] *NP 2064 (1991); Cimentos: Definições, composição, especificações e critérios de conformidade. IPQ, 15 pp.*
- [2.17] *NP 196-4 (1990); Métodos de ensaio de cimento. Determinação quantitativa dos constituintes. IPQ, 24 pp.*
- [2.18] *NP 196-1 (1990); Métodos de ensaio de cimento. Determinação das resistências mecânicas. IPQ, 29 pp.*
- [2.19] *E-375 (1993), Escória granulada de alto-forno moída para betões. Características e verificação da conformidade. LNEC, 3 pp.*
- [2.20] *NP 4220 (1990); Métodos de ensaio de cimento. Determinação das resistências mecânicas. IPQ, 29 pp.*
- [2.21] *NP EN 450 (1995); Conzas volantes para betão. Definições, exigências e controlo da qualidade. IPQ, 12 pp.*
- [2.22] *E-377 (1993), Silica de fumo para betões. Características e verificação da conformidade. LNEC, 2 pp.*
- [2.23] *E-374 (1993), Adjuvantes para argamassa e betões. Características e verificação da conformidade. LNEC, 6 pp.*
- [2.24] *E-373 (1993), Agregados para argamassas e betões. Propriedades e verificação de conformidade. LNEC, 3 pp.*
- [2.25] *E-372 (1993); Água de amassadura para betões. Características e verificação da conformidade. LNEC, Lisboa, 3 pp.*

## Capítulo Três

### Factores de degradação do betão

---

<b>3.1 Introdução</b>	<b>3.3</b>
<b>3.2 Agentes de degradação</b>	<b>3.4</b>
<b>3.3 Causas mecânicas e físicas de degradação</b>	<b>3.6</b>
3.3.1 Ciclos de gelo-desgelo e ataque de geada	3.6
3.3.2 Tensões térmicas	3.8
3.3.3 Retracção	3.9
3.3.4 Fluência e fadiga	3.10
3.3.5 Ondas de choque (impactos)	3.14
3.3.6 Abrasão	3.15
3.3.7 Erosão e cavitação	3.16
3.3.8 Estragos devido ao fogo	3.17
<b>3.4 Causas químicas</b>	<b>3.20</b>
3.4.1 Ataque de água pura	3.21
3.4.2 Ataque ácido	3.21
3.4.3 Ataque de sulfatos	3.23
3.4.4 Estragos provocados pela água do mar	3.26
3.4.5 Exposição aos sais	3.26
3.4.6 Carbonatação	3.27
3.4.7 Cloretos	3.29
3.4.8 Ataque álcali-agregado	3.32
<b>3.5 Ataque biológico</b>	<b>3.34</b>
<b>3.6 Causas electroquímicas de degradação</b>	<b>3.35</b>
3.6.1. Corrosão das armaduras	3.36
3.6.1.1 Tipos de corrosão	3.41
<b>3.7. Bibliografia - Capítulo 7</b>	<b>3.44</b>





### 3.1 Introdução

Um betão durável pode ser definido como sendo aquele que mantém a sua integridade estrutural, capacidade protectora e qualidade estética ao longo de determinado período de tempo, quando exposto ao meio ambiente. A durabilidade não é uma propriedade intrínseca dos materiais, mas sim uma função relacionada com o desempenho do material durante a sua vida de serviço sob determinadas condições ambientais [3.01; 3.02].

A deterioração ou degradação do betão resulta de uma alteração das propriedades mecânicas, físicas e químicas, tanto na superfície do betão como no seu interior, geralmente devido à desintegração dos seus componentes. Os efeitos da deterioração do betão nem sempre se manifestam visualmente. Há essencialmente três sintomas visuais básicos de degradação do betão numa estrutura: a fendilhação, a destacamento e a desagregação.

Cada um dos sintomas é facilmente identificável, podendo todavia manifestar-se de várias formas, com diferentes origens. Além disto, numa estrutura, os três sintomas podem não só manifestar-se simultaneamente, como também podem surgir várias formas de um mesmo sintoma.

A deterioração resulta normalmente do incumprimento de práticas aprovadas como a colocação, consolidação, acabamento e cura ou, da errónea escolha quanto à qualidade e quantidade dos constituintes, individualmente e combinados, necessários para a confecção do betão, em conformidade com as características do meio ambiente.

A consideração do ambiente na degradação do betão deve ser tida em conta [3.03]. A estes factores climáticos haverá ainda que considerar os agentes biológicos e agentes químicos. Estes devem considerar factores como a temperatura ambiente, a humidade, a precipitação, o vento e a radiação solar em determinado local e a sua respectiva variação com o tempo.

## 3.2 Agentes de degradação

Os agentes (ou factores) degradadores definem-se como sendo um grupo de factores que pode afectar o desempenho de um material de construção, um componente ou um sistema. Na Tabela 3.1 apresenta-se a lista dos factores de degradação e o seu efeito sobre o desempenho do material, componente ou sistema [3.4].

Os factores climáticos, tais como a radiação solar, a temperatura, a água, a contaminação do ar e do vento são particularmente importantes para a degradação dos materiais, especialmente quando no exterior das estruturas. Contudo, a importância destes agentes varia largamente com o tipo de clima, localização geográfica, altura do ano, e mesmo em áreas relativamente pequenas (micro-climas). Em serviço, os agentes de degradação podem interagir de modo a aumentar a razão da degradação, ou menos frequentemente, diminuir a velocidade de degradação anulando o efeito de outros agentes [3.3].

A degradação das propriedades do betão resulta quase sempre de uma acção conjunta de factores externos e internos. É um processo complexo, largamente determinado pelas propriedades físico-químicas do betão (interno) e da forma como está exposto (externo) [3.5]. Estes processos ou reacções de degradação alteram a capacidade do material desempenhar as suas funções como inicialmente pretendido. Os factores internos do material estão relacionados com a sua qualidade, i.e., a forma como é misturado, colocado e curado, enquanto que os externos, tais como a retracção, a fluência, o efeito térmico, dependem de elementos exteriores.

Os pequenos poros da pasta de cimento hidratada (microporos) e os poros maiores (poros capilares) têm uma importância vital na avaliação do desempenho do betão perante potenciais efeitos degradantes. Os poros capilares, normalmente maiores que os microporos, determinam a forma como o betão responde às condições de exposição ambiental exterior. Uma resistência melhorada às condições de exposição agressivas, obtém-se pela redução do número de poros ou vazios capilares, através da utilização de razões A/C baixas e de materiais que, devido ao seu reduzido tamanho, preenchem os poros ou vazios. Este tipo de poros influenciam a durabilidade do betão, são geralmente pontos de entrada para a humidade e para os agentes agressivos que aceleram a degradação [3.03].

Os mecanismos de degradação podem ser do tipo reacção química ou fenómeno

físico. Os processos de degradação química dependem da velocidade de transporte dos agentes químicos através do betão e da reacção deste com o betão.

Tabela 3.1 - Factores de degradação e o efeito sobre o desempenho.  
Adaptado a partir de [3.04].

Factor de Degradação	Processo	Degradação
<b>Mecânicos</b>		
Carregamento estático	Deformação	Deflexão, fendilhação, rotura
Carregamento cíclico	Fadiga, deformação	Deflexão, fendilhação, rotura
Carregamento por impacto	Fadiga	Vibração, deflexão, fendilhação, rotura
<b>Biológicos</b>		
Micro-organismos	Produção de ácido	Lixiviação
Bactéria	Produção de ácido	Lixiviação
<b>Químicos</b>		
Água pura	Lixiviação	Desagregação do betão
Ácido	Lixiviação	Desagregação do betão
Ácido e gases ácido	Neutralização	Despassivação do aço
Dióxido de carbono	Carbonatação	Despassivação do aço
Cloretos	Penetração, destruição de camada de passivação	Despassivação do aço
Despassivação do aço + H <sub>2</sub> O + O <sub>2</sub>	Corrosão	Expansão do aço, perda de $\varnothing$ e de aderência
Tensão + cloretos	Corrosão do aço	Rotura dos tendões de pré-esforço
Sulfatos	Pressão dos cristais	Desagregação do betão
Agregado(sílica) + álcalis	Reacção da sílica	Expansão, desagregação
Agregado(carbonato) + álcalis	Reacção do carbonato	Expansão, desagregação
<b>Físicos</b>		
Variação de temperatura	Expansão/Contração	Deformação restringida
Variação de humidade	Retração e expansão	Deformação restringida
Baixa temperatura + água	Formação de gelo	Desagregação do betão
Sal descongelante + geada	Transferência de calor	Destacamento do betão
Gelo (mar)	Abrasão	Destacamento, fendilhação
Trânsito	Abrasão	Desgaste, e rotura
Água corrente	Erosão	Danos superficiais
Água turbulenta	Cavitação	Cavidades
<b>Electromagnéticos</b>		
Electricidade	Corrosão	Expansão do aço, perda de $\varnothing$ e de aderência
Magnetismo	Corrosão	Expansão do aço, perda de $\varnothing$ e de aderência

Estão incluídos neste tipo de mecanismos a lixiviação, a carbonatação, a difusão de

cloretos, e outras formas de ataque químico. Para que um mecanismo ou processo promova a deterioração do betão, deve haver um ou mais elementos do meio ambiente actuando sobre o betão. O controlo ou a eliminação de qualquer um destes factores poderá terminar o processo.

Alguns dos mecanismo pelo qual se dá a degradação do betão estão resumidos nas páginas seguintes.

### **3.3 Causas mecânicas e físicas de degradação**

#### **3.3.1 Ciclos de gelo-desgelo e ataque de geada**

Se o betão congelar antes do seu endurecimento, suspenderá o processo de hidratação enquanto mantiver as temperaturas baixas. Quando se iniciar o degelo, o betão hidratará sem haver grande perda de resistência apesar da expansão da água que tende a aumentar o volume de vazios [3.06].

Se o betão congelar posteriormente ao seu endurecimento, mas quando ainda não adquiriu resistência suficiente, a expansão associada ao congelamento da água resultará numa perda irreparável de resistência [3.03].

Quando o betão endurecido e saturado é exposto a baixas temperaturas, a água retida nos poros capilares congela e expande. Ao descongelar, verifica-se um acréscimo de expansão dos poros de modo que, com ciclos consecutivos de gelo/degelo, existe um efeito cumulativo. A influência do tamanho dos poros, da concentração de alcális dissolvidos no gel dos poros e o efeito da tensão superficial, faz com que o congelamento se inicia nos poros maiores e gradualmente se estenda aos poros mais pequenos [3.03]. Os microporos são demasiado pequenos para permitir a formação de núcleos de gelo no seu seio a temperaturas superiores a  $-78\text{ °C}$ , logo na prática, não se forma gelo nos poros de gel. Com a descida da temperatura, devido à diferença da entropia de água não evaporável e gelo, a água não evaporável adquire uma energia potencial permitindo a sua deslocação para os poros capilares contendo gelo. A difusão da água não evaporável permite o crescimento do corpo de gelo e por conseguinte, a sua expansão [3.07].

Ciclos repetitivos de gelo/degelo, particularmente se as soluções dos poros

contiverem químicos de desgel, provocam um aumento da pressão dilatante resultando na fendilhação e consequente deterioração do betão.

As pressões expansivas ou dilatantes podem surgir a partir de duas origens: (1) o aumento de volume de aproximadamente 9% devido ao congelamento da água e a expulsão da água em excesso na cavidade [3.08]; e (2) a difusão da água originando o crescimento de um número relativamente pequeno de corpos de gelo [3.09].

O ataque das geadas ao betão constitui também um fenómeno de degradação do betão. A resistência do betão à geadas é influenciada por muitas propriedades tais como a resistência da pasta, expansão e fluência. Os factores principais são o grau de hidratação e a estrutura dos poros do betão, admitindo que o betão foi confeccionado com agregados resistentes à geadas. Se o agregado for extremamente absorvente e possuir uma estrutura porosa que o torne susceptível ao ataque da geadas, os estragos gerais no betão são aumentados [3.11].

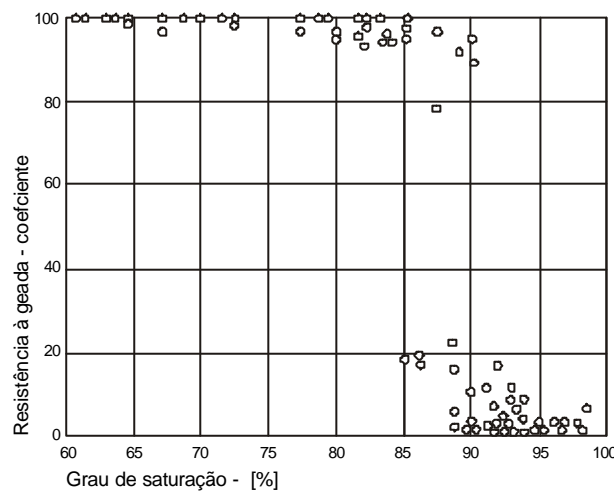


Figura 3.1 - Relação entre o grau de saturação e o coeficiente de resistência à geadas [3.10].

A influência geral da saturação no betão e o seu mecanismo de deterioração, está relacionada com o valor designado por saturação crítica, abaixo do qual o betão é extremamente resistente. A saturação crítica depende da dimensão do corpo, da sua homogeneidade, e da velocidade de congelamento. A Figura 3.1 ilustra a relação entre o grau de saturação e o coeficiente de resistência à geadas. Verifica-se que para graus de saturação inferiores a 85%, a resistência ao ataque de geadas é elevada, enquanto que para graus de saturação superiores a 85%, a resistência ao ataque diminui. Deve haver espaços disponíveis suficientemente perto das cavidades para onde a água seja

expulsa e nas quais se forma o gelo, sendo este o princípio básico pela introdução de ar no betão.

Não existe método normalizado para a determinação da resistência do betão aos ciclos de gelo-desgelo. Contudo, há recomendações para os procedimentos de ensaio de determinação da resistência do betão a ciclos acelerados de gelo-desgelo em duas condições distintas: (1) o gelo-desgelo é efectuado dentro de água; e (2) o gelo é efectuado ao ar livre e o degelo dentro de água [3.12]. Com o método da ASTM é usual congelar e descongelar durante 300 ciclos ou até o módulo dinâmico de elasticidade for reduzido em 60 % do valor inicial, em que se dá por terminado o ensaios quando for atingido um dos dois critérios. A durabilidade pode então ser avaliada por:

$$\text{factor de durabilidade} = \frac{\text{n}^\circ \text{ ciclos no fim do ensaio} \times \text{percentagem } E_{\text{inicial}}}{300} \quad (3.1)$$

Não existem critérios estabelecidos para aceitar ou rejeitar o betão em termos de durabilidade. O ensaio é essencialmente de natureza comparativa. Contudo, para um factor inferior a 40, significa que o betão é provavelmente insatisfatório em relação ao gelo-desgelo. Entre 40 e 60, o comportamento é duvidoso. Quando o factor for superior a 60 é provavelmente satisfatório o comportamento. Para factores com valores superiores a 100 considera-se que o comportamento é satisfatório.

### 3.3.2 Tensões térmicas

As variações de temperatura no seio de uma estrutura conduzem à variação diferencial de volume. Quando as contracção ou expansões são estrangidas, se as tensões de tracção resultantes forem superiores à tensão resistente do betão, poderá ocorrer a fendilhação.

Os efeitos do gradiente térmico devido à hidratação do cimento poderão originar tensões de tracção associados com a betonagem de elementos de grande dimensões, (por exemplo: barragens, portos, fundações), enquanto que as alterações ambientais na temperatura afectam todas as estrutura. A contracção e expansão devido às variações diárias e sazonais de temperatura podem provocar a reabertura de fendas já existentes.

Normalmente, são as variações térmicas bruscas que provocam danos sobre as estruturas, em que se verifica que a temperatura da superfície da estrutura se ajusta

rapidamente, enquanto que a do interior da estrutura se ajusta lentamente. Sintomas visuais típicos produzidos pelas tensões podem ser observados em superfícies tal como o destacamento do betão, provocado pelos choques térmicos resultantes de gradientes de temperatura muito acentuados que surgem entre uma superfície muito quente e o interior frio. O levantamento dos cantos de pavimentos (de ambos os lados de uma junta), é outro exemplo de danificações em estruturas, devido às variações de temperatura ocorrendo, geralmente, em ambiente quentes onde as juntas são insuficientes ocorrem em ambientes quentes onde as juntas são insuficientes [3.13].

### 3.3.3 Retracção

A retracção é uma propriedade reológica do betão resultando na diminuição das dimensões de um elemento de betão com o tempo, ou na fissuração do elemento, devido ao desenvolvimento de tensões de tracção resultante do constrangimento do movimento do betão [3.15]. As fendas devido à retracção são normalmente visíveis, logo após a construção, enquanto que fendas devido à secagem apenas surgem posteriormente. Na Figura 3.2 ilustra-se a sequência cronológica dos mecanismos responsáveis pela criação de fendas no betão [3.14], desde a retracção plástica que se verifica passado algumas horas de cura, até a retracção por carbonatação, que demora meses a anos. As fendas produzidas possuem espessuras que variam de micro milímetros até alguns milímetros. As fendas servem sempre como pontos de entrada de humidade, dióxido de carbono, e outros materiais nocivos.

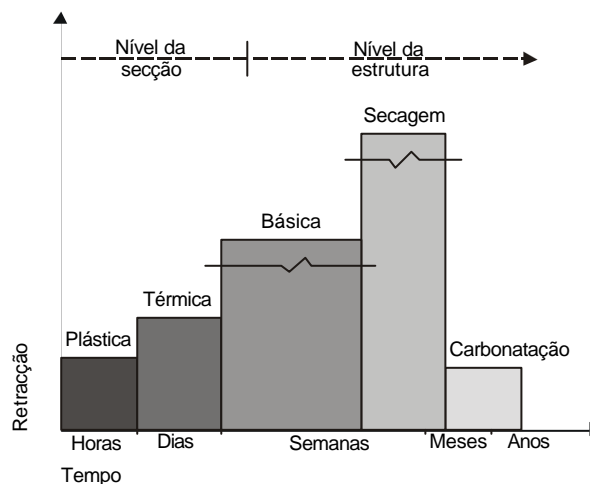


Figura 3.2 - Sequência cronológica dos mecanismo de retracção [3.14].

**Retracção plástica:** A retracção plástica deve-se às deformações produzidas no betão em estado fresco devido à perda de água com o ambiente. Em betões convencionais, a exudação do excesso de água na mistura compensa esta perda de humidade, e



consequentemente, não provoca deformações ou fissurações, excepto em casos de altas temperaturas, ventos fortes ou cura não adequada. Em betões de elevada resistência com razões água/cimento baixas, não existe água em excesso e, em condições adversas, a retracção plástica poderá chegar a produzir fissuras de vários centímetros de profundidade, estando esta junto à superfície expostas às intempéries [3.14]. A fendilhação aleatória nas lajes e nas paredes é um exemplo da retracção plástica do betão, como está ilustrado na Figura 3.3.

*Retracção térmica:* As reacções exotérmicas de hidratação do cimento, provocam um aumento da temperatura no betão durante as primeiras etapas de hidratação, no qual resulta uma dilatação do elemento. Uma vez atingida a temperatura máxima, o elemento arrefece de uma forma progressiva até alcançar a temperatura ambiente. Como consequência, o betão já endurecido contrai-se (podendo ser uniforme), provocando deformações. Estas deformações são especialmente significativas em betões com elevadas dosagens de cimento, e em elementos de grandes dimensões onde a dissipação do calor é lenta [3.14].

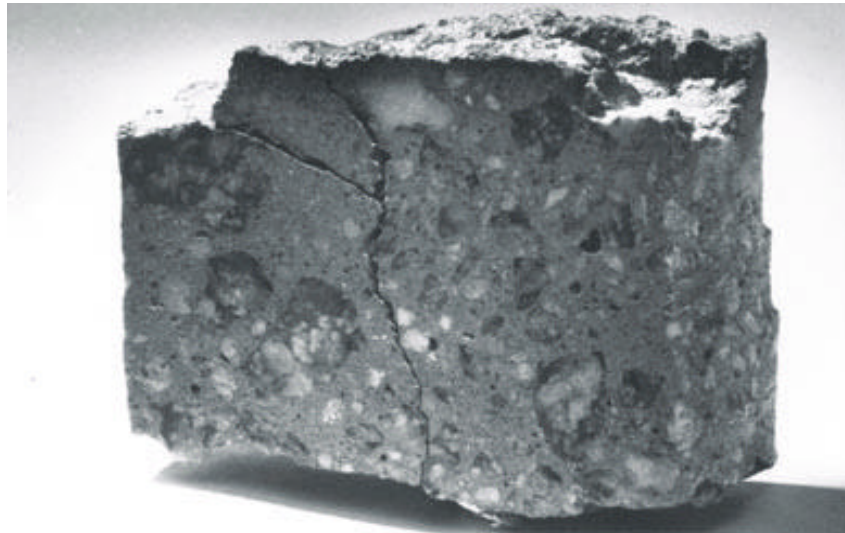


Figura 3.3 - Efeito da retracção plástica numa amostra

*Retracção autogénea:* A hidratação contínua do betão, na presença da água, conduz à sua expansão. Contudo, se não houver troca de humidade do exterior com a pasta de cimento, ocorre a retracção. Esta retracção, designada por auto-descicção, é consequência da retirada de água dos poros capilares por hidratação da pasta de cimento não hidratada. A água perdida internamente por auto-descicção tem que ser restabelecida do exterior. A auto-descicção ocorre em betões com razões água/cimento inferiores a 0.5, dado que a humidade relativa interna nos capilares

desce abaixo do valor mínimo necessário para ocorrer a hidratação, ou seja 80% [3.15]. A retracção devido a este fenómeno designa-se por retracção autogénea, ocorrendo no interior do betão. A contracção da pasta de cimento é restringida pelo esqueleto rígido da pasta de cimento já hidratada e as partículas de agregados. Apesar da retracção autogénea ser um fenómeno tridimensional, é normalmente expresso como uma deformação linear, de modo que possa ser considerado conjuntamente com a retracção seca. Como a auto-descicção é maior para razões água/cimento baixas, esperava-se que a retracção autogénea fosse maior, contudo isso não acontece, devido à maior rigidez da estrutura de cimento hidratado [3.15].

*Retracção por secagem.* A saída de água do betão endurecido quando exposto ao ar não saturado provoca a retracção seca. Parte deste movimento é irreversível, e deve ser diferenciado da parte reversível do movimento de humidade provocado pela alternância das condições secas e molhadas. O esvaziar dos capilares provoca uma perda de água sem retracção. Uma vez perdida a água capilar, assiste-se à perda de água absorvida provocando a retracção. Na presença de água, nem toda a retracção seca inicial é recuperada, mesmo após prolongado imersão em água. Para os betões normais, o movimento reversível representa cerca de 40 a 70% da retracção seca. Contudo, a retracção depende da idade em que foi sujeito pela primeira vez à secagem. Por outro lado, se o processo de secagem é acompanhado de carbonatação, a pasta de cimento não é capaz de acomodar o movimento de humidade de modo que, a retracção irreversível é superior. A irreversibilidade da retracção está associada à formação de ligações químicas e físicas adicionais na microestrutura de cimento hidratado quando a água absorvida é retirada. Para betões correntes, a parte irreversível da retracção representa entre 30 a 60% da retracção seca [3.16], sendo mais comum o valor mais pequeno.

A retracção é tanto maior quanto maior for a razão água/cimento, por esta determinar a quantidade de água evaporável na pasta de cimento, e a velocidade com que pode deslocar-se em direcção à superfície. A influência mais importante é exercida pelos agregados, que restringem a quantidade de retracção. A razão entre a retracção do betão,  $S_C$ , e a retracção da pasta de cimento,  $S_P$ , depende da dosagem de agregado,  $a$ , sendo [3.17]:

$$S_C = S_P \cdot (1 - a)^n \quad (3.2)$$

Segundo ensaios experimentais os valores de  $n$  deverão variar entre 1.2 e 1.7 [3.18]. A influência combinada da razão água/cimento e dosagem de agregados podem ser

combinados num gráfico, como ilustra a Figura 3.4. Verifica-se que quanto maior a razão água/cimento, para a mesma dosagem de agregados, maior será a retracção do betão.

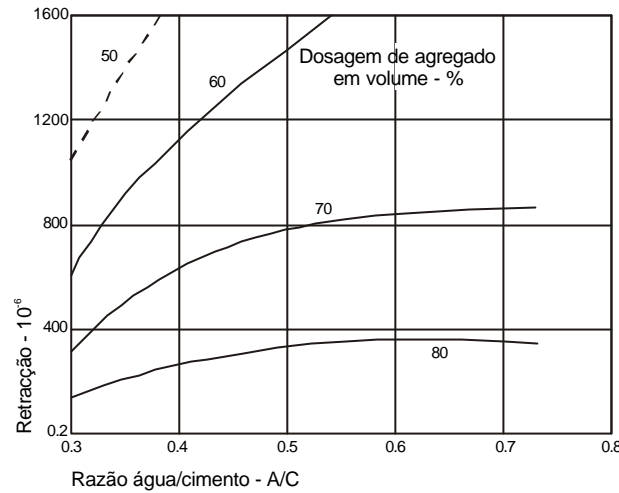


Figura 3.4 - Influência da razão A/C e dosagem de agregado e na retracção [3.19]

A humidade relativa do meio envolvente influencia fortemente a retracção. À medida que a humidade relativa aumenta, diminui a retracção.

A retracção do betão de elevada resistência resulta de dois factores distintos: (1) uma razão água/cimento baixa, e (2) a auto-descicagem elevada. Como o betão de elevada o desempenho está sujeito aos mesmo efeitos, a previsão da retracção deste tipo de betão é idêntica à do betão normal.

Nos betões convencionais, a retracção por secagem é o fenómeno mais importante e usualmente, o único que se tem em conta no cálculo estrutural [3.14].

*Retracção da carbonatação:* O processo de retracção por carbonatação é diferente do da retracção seca. Quando o dióxido de carbono é fixado pela pasta de cimento, a massa deste aumenta. Consequentemente, também, aumenta a massa do betão. A retracção por carbonatação deve-se provavelmente à dissolução dos cristais de  $\text{Ca(OH)}_2$  enquanto sujeito a tensões de compressão e à deposição de  $\text{CaCO}_3$  nos locais livres de tensões. Por este motivo, a compressibilidade da pasta de cimento é aumentada temporariamente. Se a carbonatação prosseguir até à desidratação do C-S-H, haverá também um acréscimo de retracção [3.20].

### 3.3.4 Fluência e fadiga

A fluência pode ser definida como sendo o aumento de deformação do betão quando sujeito a uma tensão constante. A Figura 3.5 ilustra a relação entre o tempo e a deformação do betão. Como se pode verificar, há um aumento da deformação do com o tempo. A fluência tem um papel extremamente importante nas estruturas dado a deformação por fluência pode atingir valores muito superiores aos valores de deformação verificados aquando da aplicação da carga. As consequências da fluência só são evidentes após um período longo (de alguns anos). A negligência devido à fluência em elementos estruturais de uma estrutura (pilares, lajes e vigas) poderá resultar numa transferência das cargas dos elementos estruturais para os não estruturais, como as paredes de alvenaria, onde aparecerão muitas das vezes fendas e subsequente estragos.

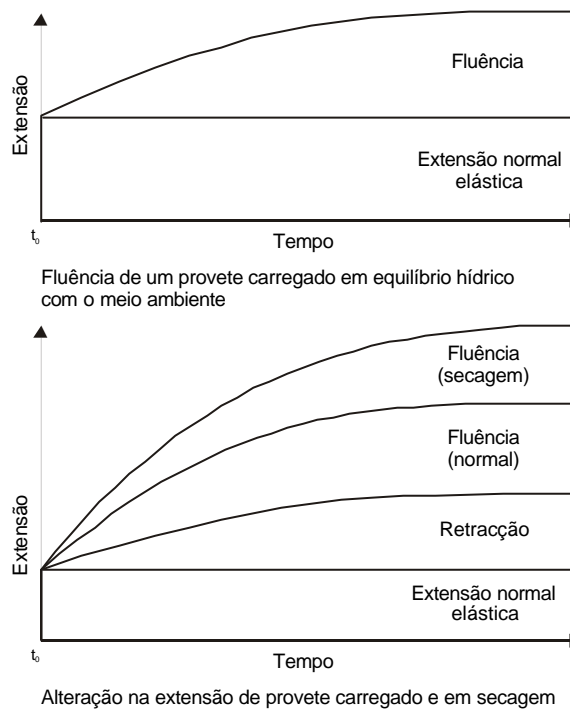


Figura 3.5 - Influência do tempo sobre a fluência [3.15].

Um dos factores externos mais importante que influencia a fluência do betão é a humidade relativa do meio envolvente. A fluência é tanto maior quanto menor a humidade relativa [3.15].

A fadiga resulta no aumento da deformação, através da aplicação repetida de uma carga ao longo do tempo.

A rotura por fadiga pode ocorrer no betão sujeito a tensões cíclicas ou carregamentos repetitivos, sempre inferiores à tensão máxima resistente. Exemplos típicos deste tipo de estruturas são estruturas junto ao mar sujeitas às acções das ondas e dos ventos, pontes e estradas. A rotura por fadiga depende do número de ciclos de carga e do nível de tensão instalado.

No ensaio normalizado de determinação da resistência à compressão do betão, o ensaio tem uma duração cerca de 1 a 2 minutos. A duração do ensaio é importante porque, a resistência é dependente do tempo e da velocidade de carregamento. Por este motivo, algumas normas [3.21;3.22;3.23] especificam velocidades de carregamento para o ensaio de determinação da resistência à compressão.

A Figura 3.6 ilustra a alteração do comportamento do betão e do aço macio quando sujeito a tensões de compressão e tracção, entre zero e uma fracção da resistência máxima de ensaio de curta duração [3.24].

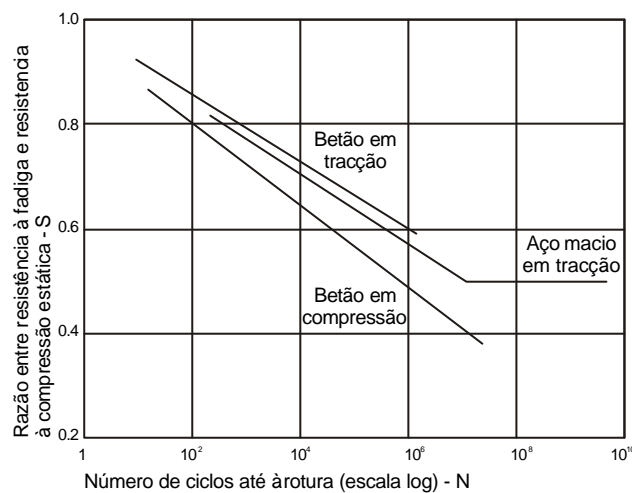


Figura 3.6 - Comportamento do betão e do aço macio quando sujeito a tensões cíclicas [3.24]

Verifica-se que, como o aumento do número de ciclos de carga, tanto no betão à compressão, no betão à tracção e no aço macio em tracção, há uma diminuição da carga de rotura.

### 3.3.5 Ondas de choque (impactos)

A resistência ao choque é importante quando o betão está sujeito a impactos repetidos. Por esta razão deverá ser avaliada a capacidade resistente a impactos e à absorção de energia.

Devido à sua natureza heterogénea, o betão está sujeito ao destacamento quando sujeito a ondas de choque, devido às diferentes velocidades de transmissão com que as ondas atravessam os diferentes materiais: os agregados, a matriz cimentícia e a armadura.

Algumas das situações em que ocorrem forças de choque por impacto são [3.25]:

- ocorrência de sismos;
- tensões geradas durante um bombardeamento;
- cravação de estacas;
- forças de compressão exercidas por equipamentos nas fundações que os sustentam.
- manuseamento de peças prefabricadas.

De um modo geral, a resistência ao choque aumenta com o aumento da resistência à compressão [3.26]. Contudo, quanto maior for a resistência estática à compressão do betão, menor será a energia absorvida por impacto (na ausência de fendilhação).

### 3.3.6 Abrasão

A abrasão pode ser definida como o processo que provoca no betão o desgaste através de esfregamento, enrolamento, escorregamento ou fricção repetitiva. A resistência do betão à abrasão é difícil de avaliar porque depende da natureza da acção abrasiva.

A abrasão envolve a aplicação local de tensões de elevada intensidade, daí que a resistência e dureza da superfície do betão influencia fortemente a abrasão. Logo, a resistência à compressão é o factor mais importante para controlar a resistência à abrasão. Esta resistência mínima necessária depende do tipo de abrasão. Assim, por exemplo, aumentando a resistência à compressão de 50 MPa para 100 MPa, aumenta a resistência à abrasão em 50% [3.27].

As propriedades do betão na zona superficial estão directamente relacionadas com a resistência à compressão e com o conteúdo cimentício, sendo inversamente proporcional à razão A/C, independentemente da qualidade do agregado. O betão que possui agregado grosso mais resistente terá uma maior resistência à abrasão do que um betão com agregado fraco [3.3]. A presença de leitadas de cimento deve ser evitada. Uma adequada cura deve ser definida, dado que aumenta a resistência a

agentes abrasivos. A *NP ENV 206* [3.28] recomenda que o período de cura seja o dobro do normal de modo a obter uma boa resistência à abrasão.

A abrasão da superfície do betão depende do tipo de serviço a que a superfície está exposta. No caso de pisos industriais, rodas metálicas com cargas pesadas, sujeitarão a superfície a uma combinação de solicitações de fricção e esmagamento, localizado na matriz ou nos agregados superficiais. Contudo, rodas de borracha levemente carregadas, ou trânsito de peões, provocarão um desgaste por esfregamento a não ser que exista um meio abrasivo, podendo provocar libertação de pó, perda de textura superficial e da camada polida.

### **3.3.7 Erosão e cavitação**

A erosão é um tipo de desgaste importante para as estruturas de betão em contacto com água em escoamento. É necessário distinguir a erosão devido às partículas transportadas pela água, e os estragos devido às picadas resultante da cavitação.

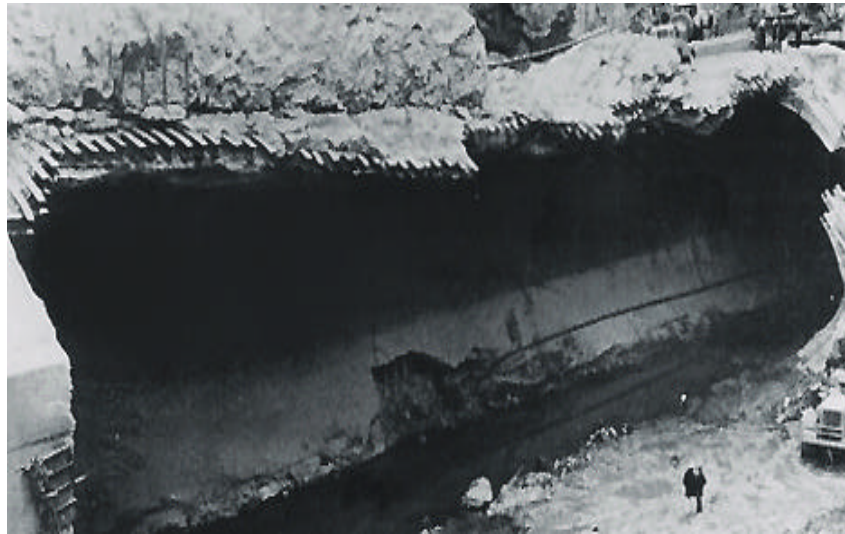
Enquanto que a erosão é o desgaste provocado pela acção abrasiva dos fluídos contendo sólidos suspensos, a cavitação é a perda de material provocado pela implosão de bolhas de vapor no escoamento de um fluído a elevada velocidade.

O escoamento laminar de água limpa, mesmo a elevadas velocidades não danifica o betão. Contudo, quando a velocidade ou direcção do escoamento é alterado abruptamente, ou quando as condições são tais que se dá a diminuição de pressão da água, podem surgir picadas no betão devido à cavitação [3.29]. Criar-se-ão cavidades na água em escoamento sempre que a pressão em determinado ponto é reduzida à pressão de vapor, devido a uma irregularidade na superfície, ou quando houver a paragem do fornecimento de água. Estas cavidades deslocam-se com a água e, quando passam numa zona de elevada pressão, entram em colapso, provocando um grande impacto. O colapso repetitivo das cavidades junto da superfície de um betão cria cavidades. A Figura 3.7 ilustra a dimensão que os danos que poderão ser atingidos provocados pela cavitação.

A erosão do betão por areia ou brita transportada por água poderá ser igualmente tão severa como a cavitação. O efeito de silt, pedras, detritos, é evidente em descarregadores de cheias, canais artificiais, túneis, entre outros.

A velocidade de erosão depende de vários factores incluindo a dimensão, forma,

quantidade e dureza das partículas a serem transportadas, a velocidade da água e a qualidade do betão. A acção abrasiva que resulta dos impactos repetidos e da acção trituradora dos detritos pode resultar em estragos com uma profundidade de alguns centímetro até a alguns metros. A erosão progride rapidamente assim que a camada superficial do betão é desgastada. O material abaixo da superfície é mais vulnerável ao ataque devido à tendência da erosão desgastar a matriz cimentícia, contornando o agregado grosso [3.31].



*Figura 3.7 - Danos provocados pela cavitação de uma conduta da barragem Tarbela no Paquistão [3.30].*

Além dos estragos estritamente mecânicos resultantes do desgaste, poderá haver estragos iniciados por um ataque químico. Águas com um pH ácido poderão lixiviar a cal ou corroer a superfície do betão. A acção bacteriana nos esgotos podem causar danos similares quando o ácido acima da linha da água desintegra o betão, que de seguida é levado pela erosão [3.32].

### **3.3.8 Estragos devido ao fogo**

Quando o betão é exposto a elevadas temperaturas, como as que são atingidas durante um incêndio, os efeitos sobre os materiais e elementos estruturais devem ser considerados. O efeito de um incêndio no betão depende das temperaturas atingidas e o intervalo de tempo durante o qual a temperatura é mantida, bem como as características do betão: o tipo de cimento, a razão A/C, o tipo de agregados, a dosagem de cimento e a espessura do recobrimento [3.33].

É muito difícil quantificar o desempenho do betão durante um incêndio devido a vários



factores a saber [3.15]:

- diferenças no tipo de tensões a que o betão pode estar sujeito;
- teor de humidade do betão enquanto estiver a ser aquecido;
- diferenças no tempo de exposição e nas temperaturas atingidas;
- diferenças nas propriedades dos agregados.

Devido a estes factores, verifica-se que existe uma grande dispersão nos valores da perda de resistência do betão em função da temperatura. A Tabela 3.2 mostra a variação da resistência à compressão para temperaturas diferentes, em função da resistência aos 28 dias à temperatura ambiente.

*Tabela 3.2 - Resistência à compressão como percentagem da resistência aos 28 dias [3.15]*

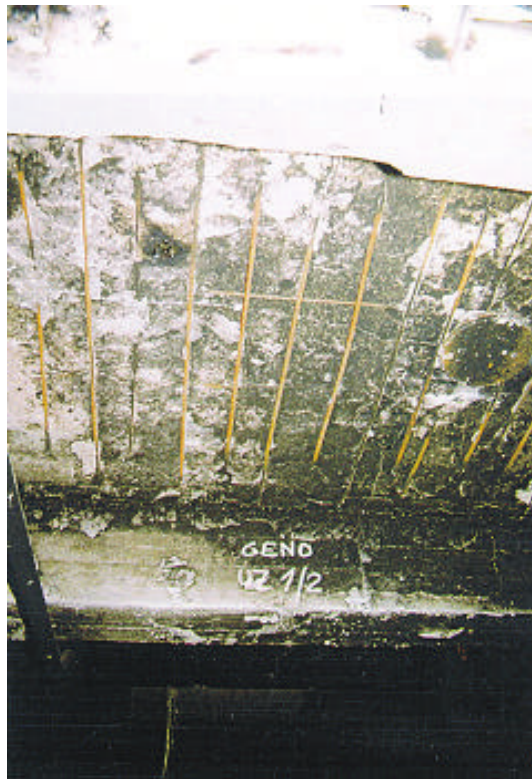
Temperatura máxima (°C)	20	200	400	600	800
Gama de resistência residual (%)	100	50-92	45-83	38-69	20-36

A variação da resistência do betão estrutural de “qualidade” é muito reduzida para temperaturas até 300 °C, contudo é grandemente afectada para temperaturas superiores [3.3;3.4]. Com a subida da temperatura, a resistência começa a diminuir devido à desidratação dos componentes do cimento. À medida que a temperatura sobe até 400 °C, o hidróxido de cálcio decompõe-se, restando apenas cal. Como temperaturas superiores a 900 °C são comuns em incêndios, as camadas superficiais serão sempre danificadas, sendo o grau dos danos (devido ao destacamento) dependente do gradiente de temperatura entre a superfície do betão e o interior.

Normalmente há destacamento da superfície do betão, estando esta toda chamuscada. Ao descascar o betão superficial expõe-se betão branco e muitas fendas aleatórias. A maioria das fendas são superficiais, contudo algumas penetram para o interior do betão atravessando partículas de agregados.

Como a dilatação térmica da armadura é superior à do betão, desenvolvem -se tensões devido ao aumento do volume da armadura, surgindo fendas em torno desta, especialmente em secções fortemente armadas, o que resulta em destacamento explosivo do betão (*bursting*). A formação das fendas efectua-se nos planos da armadura. Uma vez exposta, a armadura serve de condutor de calor e acelera a degradação do betão. Na Figura 3.8, observa-se a deterioração das armaduras após o

destacamento do betão de recobrimento durante um incêndio.



*Figura 3.8 - Fotografia do tecto da sala do antigo gerador em Turow, após incêndio, na Polónia em 1999 [3.34]*

A perda de resistência à compressão é muito mais pequena para razões  $A/C$  de 0.60 do que em betões com razões de  $A/C$  de 0.45, podendo a tendência ser alterada para betões com razões  $A/C$  de 0.33 [3.35]. Betões com agregados leves exibem uma perda mais baixa de resistência à compressão do que betão normal, uma perda residual de 50 % após exposição a 600 °C [3.36]. Ensaios em betões de elevada resistência (89MPa) sugerem uma perda relativa superior (> 50%) à do betão normal. No betões de elevada resistência que contêm sílica de fumo, ocorre o destacamento explosivo quando exposto a elevadas temperaturas (300 °C) [3.37].

A resistência à compressão do betão ao incêndio é geralmente governado pelos seguintes três factores:

- a quantidade de água quimicamente ligada que se perde durante a exposição ao fogo;
- alterações químicas que destroem a ligação pasta de cimento agregado;
- a degradação gradual da pasta de cimento endurecido.

Os agregados expandem-se progressivamente quando aquecidos, enquanto que a pasta de cimento apenas se expande até determinado ponto e depois começa a retrair-se. O efeito combinado de agregado expansivo e pasta de cimento a retrair, conduz à redução de resistência do betão, e conseqüentemente, o aparecimento de fendas. Em geral, betões com elevados coeficientes de dilatação térmica são menos resistentes às variações de temperatura do que os betões com coeficientes baixos [3.24]. Misturas pobres em cimento aparentemente sofrem menor perda de resistência que misturas ricas. A resistência à flexão é mais afectada do que a resistência à compressão, sendo a perda de resistência muito menor quando o agregado não possui sílica [3.38]. O betão normal, feito com agregado silicioso ou calcário, apresentam uma mudança de cor não permanente, que reflecte a temperatura máxima atingida durante o incêndio. Como esta alteração depende da presença de determinados composto de ferro, existem diferenças nas respostas de betões diferentes. A resistência residual pode ser avaliada de forma aproximada, da seguinte forma: betão exposto a temperaturas entre 300 °C e 600 °C apresenta uma cor avermelhada ou cor de rosa; até 900 °C o betão apresenta uma cor cinzenta e acima de 900 °C é esbranquiçado [3.39]. Assim, betão cor de rosa é suspeito e betão no estado cinzento está provavelmente friável e poroso.

### 3.4 Causas químicas

O cimento Portland hidratado é atacado por muitos sais e soluções ácidas. O ingresso de substancias dissolvidas do meio ambiente pode induzir várias formas de deterioração química através de reacções com a pasta de cimento ou os constituintes dos agregados. A resistência do betão ao ataque químico está, em geral, directamente relacionado com a porosidade, a composição do cimento utilizado no fabrico do betão e as condições sob os quais endureceu. Estas determinam as propriedades do betão, e a capacidade de resistir aos vários efeitos de fluídos do ambiente – tais como a frequência de exposição aos fluidos, velocidade de penetração na interface com o betão e a presença de um gradiente de pressão.

Quando um fluido agressivo actua na superfície externa do betão, a deterioração do betão é gradual e uma camada de betão alterado é produzido, que, se não for removido, reduz a deterioração. A maior parte dos problemas resultantes de ataques químicos, surgem de fluídos agressivos penetrando para o interior dos poros no betão.

Daí que, os estragos na maior parte dos casos dependem da permeabilidade das camadas superficiais e não do betão interior. Os constituintes de um fluido agressivos podem penetrar nos poros do betão como resultante de três forças:

- Difusão: resulta da diferença de concentrações iónicas entre um fluido externo agressivo e o fluido interno nos poros do betão. A penetração neste caso é por difusão.
- Pressão hidrostática: diferenças na pressão dos fluidos em superfícies opostas de um elemento estrutural. A penetração resulta do fluxo hidráulico.
- Forças capilares: o meio líquido penetra nos poros do betão devido a um mecanismo capilar.

A penetração pode também resultar da combinação de uma série de forças e podem ser influenciadas pelos efeitos de gradientes de temperatura, gelo, carregamentos, corrente eléctrica, ou outros factores. Em geral, podem enumerar-se os seguintes fluidos agressivos aos quais o betão poderá ser exposto: ácidos minerais, ácidos orgânicos, soluções de sulfatos, cloretos, açúcares, nitratos, fenols e compostos amoníacos. As situações mais agressivas são quando soluções quentes dos fluidos acima mencionados são entornados na superfície do betão e absorvidos, criando um reservatório químico no seio do betão.

#### **3.4.1 Ataque de água pura**

A água pura decompõe determinados compostos de cimento através da dissolução do hidróxido de cálcio, e, até determinado ponto, os compostos de alumina. A lixiviação contínua apenas deixa um resíduo amorfo de sílica hidratada, óxido de ferro e alumina. Este tipo de ataque é geralmente muito lento, a não ser que a água possa atravessar continuamente a massa de betão [3.05].

#### **3.4.2 Ataque ácido**

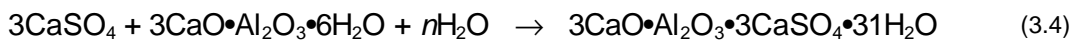
O ataque ácido resulta de uma reacção entre a solução atacante e os compostos do cimento, conduzindo à formação de compostos secundários que são lixiviados do betão, ou permanecem numa forma não aderente ao betão, resultando na perda gradual de resistência [3.40]. Normalmente o hidróxido de cálcio é alvo de um ataque vigoroso, apesar de todos os compostos do cimento Portland serem susceptíveis à degradação. As soluções ácidas minerais (e.g., sulfúrico, hidrocloreto, nítrico e fosfórico) e orgânicas (lático, acético, fórmico, tânico, propiónico entre outros) são as mais agressivas para o betão. Dependendo do tipo de ácido, o ataque poderá ser unicamente ácido, ou então, seguido de um ataque de sal.

Devido à elevada alcalinidade do betão, o ácido não consegue penetrar no betão denso sem ser neutralizado à medida que penetra para o interior. Deste modo, não pode provocar a deterioração do betão no interior sem que, a pasta de cimento na superfície esteja completamente destruída. A velocidade de penetração é inversamente proporcional à quantidade de material capaz de neutralizar o betão, tal como hidróxido de cálcio, gel C-S-H, e agregados [3.41].

O ácido atacante, normalmente deposita o produto de reacção (sal) na superfície do betão. Por exemplo, ácido sulfúrico reage com o hidróxido de cálcio do cimento, produzindo sulfato de cálcio que é depois depositado como gesso:



A reacção pode ainda prosseguir, resultando na cristalização do produto de reacção, que origina forças expansivas. Por exemplo, quando o sulfato de cálcio reage com os aluminatos de cálcio hidratados no cimento, formando sulfoaluminato de cálcio, também conhecido como etringite. A subsequente cristalização do sulfoaluminato de cálcio, pode provocar a rotura expansiva do betão:



Os ácidos que não contêm o ião sulfato, causam uma corrosão ácida que poderá não ser acompanhada por expansão. Por exemplo, o ataque de um ácido orgânico no betão produz uma massa sem coesão em que o cimento é dissolvido e possui muito pouca resistência. Existe um grande número de ácidos orgânicos, que entram em contacto com o betão exercendo um efeito nocivo sobre ele. Estes ácidos podem ser divididos em dois grupos, como está ilustrado na Tabela 3.3

Tabela 3.3 - Substâncias que provocam o ataque químico do betão [3.15]

Ácidos	
Inorgânicos	Orgânicos
Carbónico	Acético
Hidroclórico	Cítrico
Hidrofluórico	Fórmico
Nítrico	Húmico
Fosfórico	Láctico
Sulfúrico	Tânico
Outras substâncias	
Cloretos de alumínio	Gorduras animais e vegetais
Sais de amoníaco	Óleos vegetais

Sulfuretos de hidrogénio	Sulfatos
--------------------------	----------

O ácido láctico possui um efeito destrutivo na pasta de cimento. Este tipo de ataque surge nos pavimento de leitarias e fábricas de queijo, sendo agravado quando o piso está sujeito a uma abrasão pesada. O ácido acético é particularmente severo tanto para o cimento Portland como para o cimento aluminoso, surgindo os primeiros efeitos visíveis após alguns meses de exposição.

Betões que utilizam o cimento Portland com pozolanas são mais resistentes que os cimento Portland ou cimento aluminoso [3.42].

As águas ácidas, devido à presença de dióxido de carbono, ácidos orgânicos ou inorgânicos, são mais agressivas. O grau de ataque aumenta como aumento da acidez e a diminuição do valor de pH.

### 3.4.3 Ataque de sulfatos

O ataque de sulfatos é caracterizado pela reacção química dos iões de sulfato (como substância agressiva) com os compostos de alumina, os iões de sulfatos, cálcio e hidróxidos do cimento Portland endurecido ou, cimento contendo clínquer Portland, formando etringite e numa escala menor, gesso.

Na sua forma clássica, o ataque de sulfatos leva a uma expansão e fendilhação da pasta de cimento endurecido por um processo associado à formação de etringite (ver Figura 3.9). Esta formação de etringite é normalmente designada por secundária, em oposição à criada nos instantes iniciais de hidratação do cimento que não possui uma acção expansiva. A composição da etringite, sulfoaluminato de cálcio hidratado, é produzida pela reacção química entre o hidróxido de cálcio e os compostos de alumina presente na pasta de cimento com os iões de sulfatos vindos do meio envolvente ou, eventualmente, a partir dos próprios constituinte do betão, nomeadamente a partir da oxidação de agregados com inclusões piríticas [3.43]. A quantidade de etringite formada depende da resistência das forças expansivas geradas e da capacidade do material lhes resistir.

Menos comum, especialmente em ambientes frios e molhados, é a criação do composto taumasite, um sulfocarbonato de cálcio e sílica hidratada ( $\text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$ ), envolvendo a decomposição da fase silicato de cálcio hidratado na pasta de cimento. Há, conseqüentemente, uma redução da capacidade

de fixação da pasta de cimento resultando numa perda de resistência do betão.

Para além da etringite, gesso poderá ser formado no betão sujeito ao ataque prolongado por soluções de sulfatos agressivas, tais como sulfatos de magnésio, resultante da decomposição progressiva dos hidratados de hidróxido de cálcio e silicato de cálcio. Este ataque leva à redução da rigidez e resistência do betão.



*Figura 3.9 - Ataque de sulfatos numa laje.*

A formação retardada de etringite (*delayed ettringite formation* - DEF) pode ser considerada como uma forma interna de ataque de sulfatos, provocada pela temperatura de cura inadequada e/ou armazenamento do cimento Portland, que resulta numa remobilização dos sulfatos inicialmente retidos na matriz cimentícia. A formação retardada de etringite é claramente um processo expansivo, marcado pela expansão de volume dos membros de betão afectados, e pelo desenvolvimento de fendilhação geral. É influenciada pela composição do betão, as condições de cura e de exposição [3.44].

Existem várias teorias diferentes propondo explicar o mecanismo de expansão da etringite, hoje em dia são aceites três teorias principais [3.45]:

- expansão devido ao crescimento da etringite formado por um processo topoquímico na presença da cal, directamente a partir dos hidratados de alumina sem passar pela solução. Esta foi a primeira hipótese proposta por Lafuma em 1930 e seguido por muitos outros autores;
- expansão devido à absorção de água pela etringite de natureza coloidal formado por um processo de cristalização/solubilização na presença de cal. Esta teoria foi sugerida por Mehta e colaboradores por volta de 1970 sendo bem aceite por muitos outros autores;

- expansão devido à pressão de cristalização da etringite formado por um processo de cristalização/solubilização num espaço confinado. A força de expansão resulta da sobre saturação da solução com o ião reactivo, sendo tanto maior quanto maior for a sobre saturação da solução.

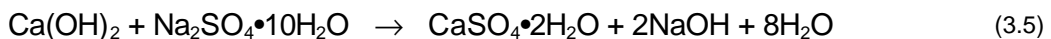
O ataque dos sulfatos ocorre quando o sistema poroso do betão é penetrado por soluções de sulfatos com origem normalmente nas águas dos solos em contacto com o betão, na água do mar ou nos efluentes industriais. Esta reacção depende dos seguintes parâmetro:

- concentração do ião sulfato;
- catiões presentes na solução de sulfatos (i.e., sódio, potássio, amoníaco ou magnésio);
- teor de C<sub>3</sub>A do cimento;
- densidade, permeabilidade, ou em geral a qualidade do betão.

Cada um destes parâmetros é importante na determinação não só da velocidade e grau de ataque, mas também na natureza e mecanismo de ataque. As possíveis reacções químicas são [3.15]:

- conversão de hidróxido de cálcio do cimento endurecido para sulfato de cálcio (CaSO<sub>4</sub>•2H<sub>2</sub>O) (1);
- transformação dos aluminatos e ferrites de cálcio hidratados em sulfoaluminatos de cálcio ou sulfoferrite ou nas suas soluções sólidas (2);
- decomposição dos silicatos de cálcio hidratados (3).

Em soluções de sulfato de cálcio apenas a reacção (2) pode ocorrer, mas nas soluções de sulfatos de amoníaco ou sódio, além da reacção (2) também pode ocorrer a reacção (1). A reacção de sulfatos prossegue no sentido dos produtos nas condições em que o fornecimento de sulfato de sódio é constante.



A velocidade destas conversões é determinada pela velocidade com que o ião de sulfato se consegue difundir para o interior, e os iões hidróxidos para fora do betão. Na prática, com betão denso, apenas parte da conversão hidróxido de cálcio em sulfato de cálcio poderá ocorrer, mesmo para períodos longos de exposição. Com sulfato de magnésio, todas as três reacções podem ocorrer, uma vez que o pH do hidróxido de magnésio saturado é inferior ao necessário para estabilizar os silicatos de cálcio hidratados. Além disto, os sulfoaluminatos de cálcio formados são instáveis a um pH



de 10.5, logo decompõem-se em formas de gesso e alumina hidratada [3.24].

O composto sulfato de magnésio cria uma camada dura, densa na superfície do betão devido à deposição de hidróxido de magnésio nos poros, reduzindo a penetração da solução. A superfície de rotura consiste em partículas granulares duras. O betão atacado pelas soluções de sulfato de sódio ou cálcio, apresenta-se no fim mole e pulverento.

#### **3.4.4 Estragos provocados pela água do mar**

O ambiente marítimo caracteriza-se pela acção física das ondas que sujeitam o betão a cargas de impacto, provocando a erosão da superfície por desgaste e cavitação. Para além disto, o betão está exposto às acções químicas dos constituintes agressivos da água do mar, sujeito a ciclos repetitivos de gelo/desgelo e de secagem/molhagem. Assim, a deterioração das estruturas de betão neste tipo de ambiente é de natureza química e física. O ataque do ambiente marítimo sobre as estruturas de betão armado pode ser dividido em três zonas distintas em função do posicionamento do elemento de betão armado em relação ao nível das ondas do mar. A zona superior, acima da maré alta, não está directamente exposta à água do mar. Contudo, está exposta ao ar atmosférico, acção de geadas e de sais transportados pelos ventos. A fendilhação devido à corrosão das armaduras ou devido aos ciclos de gelo/desgelo são os fenómenos mais deteriorantes e frequentes nesta zona. Na zona entre marés, a estrutura está sujeita a ciclos alternados de secagem/molhagem, gelo/desgelo, impactos das ondas e de gelo flutuante, abrasão das areias e corrosão das armaduras. A zona inferior, submersa na água, é relativamente estável onde a acção gelo/desgelo e corrosão das armaduras não ocorrem. A acção de deterioração predominante é o ataque químico que provoca perda da resistência.

A densidade do betão, o tipo e dosagem de cimento, desempenham um papel essencial na resistência do betão à água do mar. Betões produzidos com aluminatos de cálcio, cimentos supersulfatados, e aqueles que contêm materiais cimentícios adicionais comportam-se melhor.

#### **3.4.5 Exposição aos sais**

A exposição aos sais resulta numa decomposição do betão devido à expansão cristalina de sais dissolvidos na água imediatamente abaixo da superfície do betão. Os efeitos manifestam-se de duas formas:

- se o betão colocado em solos cuja água possui um elevado teor de sal, possui

uma superfície de exposição para evaporação, a água salina migrará em direcção à superfície exposta por acção capilar e evaporar-se-àna superfície concentrando sais nesta zona. Sob estas condições, o sal cristaliza-se nos poros, gerando tensões expansivas, resultando no destacamento do betão.

- o betão exposto a condições marinhas, particularmente na zona das marés, irá estar sujeito alternadamente a períodos de salpicagem com água salina e períodos de secagem. A água salina é absorvida, e mais tarde quando se evapora dá origem a elevados níveis de sais nas camadas superficiais.

### 3.4.6 Carbonatação

O carbono, juntamente com os iões de cloro, são os principais responsáveis pela despassivação das amaduras.

A carbonatação é o processo pelo qual o dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) presente na atmosfera reage na presença de humidade com os minerais do cimento hidratado. O CO<sub>2</sub> reage principalmente com o material hidratado, nomeadamente o hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) para formar carbonato de cálcio (CaCO<sub>3</sub>):



Na realidade o agente agressivo é o ácido carbónico porque o CO<sub>2</sub> gasoso não é reactivo. A reacção poderá ocorrer em três fases. Na primeira fase, CO<sub>2</sub> difunde-se para o interior do betão. Na segunda fase, o CO<sub>2</sub> reage com as moléculas de água, e numa terceira fase, o produto resultante, ácido carbónico, reage com os componentes alcalinos do betão. A carbonatação penetra para além da camada superficial muito lentamente, à medida que a humidade libertada da reacção acima des crita, difunde-se para fora para preservar o equilíbrio da humidade entre a atmosfera e o interior do betão. O CO<sub>2</sub> é activo mesmo em pequenas concentrações como no ar rural, onde o teor de CO<sub>2</sub> é cerca de 0.03 % por unidade de volume. Num laboratório não ventilado pode ir até aos 0.1 %, e em cidades grandes, em média 0.3 % podendo excepcionalmente subir até 1.0 % [3.46].

A carbonatação por si não causa a deterioração do betão, mas possui efeitos importantes. Um destes efeitos é a retracção por carbonatação, descrita no ponto 3.3.3. No que diz respeito à durabilidade, a importância da carbonatação reside no facto de reduzir o pH da água no betão endurecido, a partir de valores de 12.6 a 13.5 para um valor inferior a 9.0 [3.47]. Quando todo o Ca(OH)<sub>2</sub> estiver carbonatado, o valor de pH é reduzido para 8.3 [3.48]. O aço no meio alcalino do betão, cria uma camada

fina de óxido, conhecida como camada de passivação, que adere fortemente ao aço protegendo-o da reacção com o oxigénio e a água. Para a manutenção da camada de passivação é necessário que a água presente no betão tenha um pH elevado. Assim, quando o pH baixar devido à carbonatação, a camada de óxido protector é eliminada e ocorre a corrosão. Por esta razão, é importante conhecer a profundidade da carbonatação [3.49].

A carbonatação desenvolve-se progressivamente a partir do exterior do betão exposto ao CO<sub>2</sub> para o seu interior. Contudo, à medida que se caminha para o interior a velocidade torna-se cada vez mais lenta, uma vez que o CO<sub>2</sub> tem que se difundir através do sistemas de poros, incluindo a superfície já carbonatada. A velocidade de carbonatação depende da humidade relativa do betão, que por sua vez, varia com a profundidade no betão. Devido a esta situação variável, a carbonatação poderá não ser determinada pela equação de difusão. Sob condições de humidade constantes, o aumento da profundidade de carbonatação é proporcional à raiz quadrada do tempo, sendo uma característica da absorção capilar e não da difusão. Assim, é possível exprimir a profundidade de carbonatação,  $c$ , como sendo [3.50]:

$$c = k\sqrt{T} \quad (3.7)$$

em que

$k$ : coeficiente de carbonatação em mm/ano<sup>0.5</sup>;

$T$  = tempo em anos.

Os valores de  $k$  dependem de vários factores, entre os quais se destacam, a humidade e a permeabilidade do betão [3.51;3.52;3.53]. Os valores do coeficiente de carbonatação são normalmente superiores a 3 ou 4 mm/ $\sqrt{\text{ano}}$  para betões de baixa resistência [3.54]. A expressão que recorre à raiz quadrada do tempo não é aplicável quando as condições de exposição não forem constantes.

O principal factor que controla a carbonatação, é a difusividade da pasta de cimento endurecido. A difusividade é função do sistema poroso. Daí que, o tipo de cimento, a razão água/cimento e a teor de humidade são factores importantes.

Métodos laboratoriais para determinação da profundidade de carbonatação incluem a análise química, difracção por raios-X, espectrografia por infravermelhos e análise termogravimétrica. Um método comum e simples para avaliar a carbonatação de uma superfície recentemente exposta, resulta da aplicação de fenolftalaina diluída em

álcool na superfície exposta de betão. O  $\text{Ca(OH)}_2$  livre reage tornando-se cor de rosa, enquanto que as partes carbonatadas permanecem incolores.

A velocidade com que a carbonatação se desenvolve depende do teor de humidade, da estrutura e da humidade relativa nas imediações da estrutura. A carbonatação é grandemente influenciada pela concentração de  $\text{CO}_2$  no ar, pelo tipo de cimento, e pela razão A/C do betão. A humidade deve ser combinada com o  $\text{CO}_2$  para que a carbonatação progrida. Assim, é a humidade relativa do ar que irá determinar a velocidade de carbonatação. Na Tabela 3.4 apresenta-se a variação da velocidade de carbonatação com a humidade relativa do ar [3.55].

*Tabela 3.4 - Relação entre HR e velocidade de carbonatação*

Humidade relativa do ar (%)	Velocidade de carbonatação
≤ 30	Baixa
40 a 70	Elevada
≥75	Baixa

A carbonatação pode ser em grande medida reduzida através da produção de betão com microestrutura mais densa. Este objectivo pode ser atingido produzindo betão utilizando materiais cimentícios adequadas e com uma razão A/C o mais baixo possível. Por exemplo, um betão que incorpore microsílca produz um efeito duplo: (1) colmatando os poros capilares, e (2) reagindo com o composto produzido pela hidratação do cimento, hidróxido de cálcio, produzindo silicatos de cálcio adicionais. Esta densificação do betão resulta numa dramática redução da difusão de  $\text{CO}_2$ .

### 3.4.7 Cloretos

O ataque do cloretos distingue-se dos outros tipos de ataques químicos que degradam o betão dado que o objectivo principal é a corrosão do aço, sendo apenas uma consequência desta corrosão que o betão vizinho é deteriorado. A corrosão das armaduras é uma das causas principais de deterioração das estruturas de betão armado.

É de conhecimento geral que a corrosão da armadura de aço no betão armado é facilmente induzido pela presença de iões de cloro. Um aspecto importante a saber, é quanto tempo demoram os iões de cloro a passar do ambiente para o betão e alcançar uma concentração suficiente para iniciar a corrosão da armadura.

O mecanismo de transporte do cloro no betão é muito complicado. A difusão de iões, a

sucção capilar, associado a reacções físicas e químicas de fixação do cloro, poderão estar envolvidos neste processo complicado [3.56]. Com a aplicação de um potencial eléctrico externo, por exemplo, para a extracção dos iões de cloro, desenvolve-se o mecanismo da migração.

O cloro pode ser incorporado no betão fresco a partir dos agregados contaminados, da água de mistura ou através da utilização de adjuvantes que contenham cloro tal como cloreto de cálcio. Os iões de cloro, juntamente com o carbono, são os principais responsáveis pela despassivação das amaduras [3.57].

Em termos de ensaios laboratoriais poder-se-á dizer que não existe actualmente consenso ao nível do plano internacional, sobre o método de quantificação da penetração de iões de cloro, em provetes saturados [3.57].

No betão, não é o teor total de cloretos que interessa para a corrosão. Apesar de ainda não se entender o mecanismo de fixação dos iões de cloro, acredita-se que parte dos cloretos são fixados quimicamente, sendo incorporados nos produtos de hidratação do cimento e uma outra parte é fixado fisicamente, sendo absorvidos na superfície dos micro poros [3.58]. Apenas uma terceira parte de cloretos, designados por livres, que se deslocam de um local para o outro é que são capazes de destruir a camada passiva na superfície da armadura de aço, e iniciar o processo de corrosão através das reacções agressivas com o aço. Contudo, a distribuição dos cloretos por cada uma das três partes não é constante [3.51;3.59;3.60].

Os iões de cloro fixos são considerados, geralmente, inofensivos para a armadura. O processo de fixação dos iões de cloro pode atrasar o processo de transporte dos iões de cloro livres.

Descobriu-se [3.61] que os iões de cloro reagem com alguns dos produtos de hidratação, em particular, com aluminato tricálcio e a fase ferrítica ( $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{FeO}$ ), e combinam para formar o sal de Friedel ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ), que é insolúvel na água. [3.62]

Existem diferentes métodos para a determinação da fixação dos iões de cloro, sendo geralmente divididos em dois grupos [3.63]:

- medição da relação iões de cloro totais/livres, e
- medição da relação iões de cloro fixos/livres.

É evidente que o número total de iões de cloro é a soma dos iões livres e iões fixos:

$$C_t = C_b + C \quad (3.8)$$

em que:

$c_t$ : cloro total;

$c_b$ : cloro fixo;

$c$ : cloro livre.

O cloro livre existe na solução intersticial sendo de fácil extracção. O cloro fixo é fortemente absorvido pelas paredes dos poros sendo quimicamente ligadas à matriz cimentícia, originando os cloro-aluminatos [3.57]

A forma principal de fixação dos iões de cloro, é através da reacção com o  $C_3A$  para formar cloro aluminato de cálcio,  $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ , por vezes referido como sendo *Sal de Friedel*. Uma reacção similar com  $C_4AF$  resulta em cloroferrite de cálcio,  $3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ . Quanto maior for o teor de  $C_3A$ , maior será a quantidade de cloretos fixados [3.15].

O tipo de cimento influencia a concentração de cloro. Varia de acordo com a concentração de  $C_3A$  e  $C_3A + C_4AF$ . O cloro que penetra no betão reage quimicamente com os aluminatos [3.57].

A carbonatação dos cloros aluminatos libertam o cloro fixo na forma livre, aumenta a concentração e portanto o risco de corrosão [3.63].

É mais provável que a corrosão da armadura devido ao ataque dos cloretos seja localizada nas áreas em que a concentração de cloro é elevada. Uma vez iniciada a corrosão da armadura, forma-se uma célula electroquímica de corrosão onde as zonas corroídas funcionam como ânodo e a restante área de aço passivado como cátodo [3.64;3.65].

Como a penetração de cloretos no betão está intrinsecamente associado à corrosão da armadura, o assunto é desenvolvido com maior detalhe no ponto 3.5.1 Corrosão das armaduras.

É questionável se o desempenho a longo prazo pode ser previsto com base em resultados baseados em experiências de curta duração. Possivelmente essas

experiências poderão apenas ajudar a quantificar diferenças entre os betões em vez de prever com precisão o desempenho do betão [3.66].

### 3.4.8 Ataque álcali-agregado

O ataque álcali-agregado ocorre quando os álcali libertados pelo cimento hidratado reagem com os agregados cujos constituintes são reactivos. Geralmente ocorrem dois tipos de ataques [3.67]:

- ataque álcali-carbonato envolvendo alguns agregados calcários dolomíticos;
- ataque álcali-sílica com agregados siliciosos (calcedónia, opalas, quartzo tectonizado).

As reacções são destrutivas e manifestam-se através da fendilhação. A abertura das fendas pode variar desde 0.1 mm até 10 mm como vem ilustrado nas figuras 3.10 e 3.11. A profundidade das fendas raramente excedem os 25 mm, atingindo um valor extremo de 50 mm [3.68]. Daí que, estas reacções na maior parte dos casos afecta mais a aparência da estrutura do que a sua integridade estrutural [3.69].

A fendilhação da superfície do betão sujeito à reacção álcali-agregado é irregular, assemelhando-se a uma teia de aranha enorme. Por forma a avaliar se a fendilhação se deve às reacções álcali-agregado, as fendas, quando abertas, podem ser vistas atravessando as partículas de agregados e a pasta de cimento envolvente [3.35].



*Figura 3.10 - Maciço de ancoragem [3.77].*

A expansão provocada pela reacção álcali-agregado cessa quando o teor de humidade do betão for inferior a 4-8 %, o que corresponde para um valor da humidade relativa de cerca de 85% [3.70;3.71].

Actualmente em Portugal, existe apenas uma recomendação geral relativa à resistência à reacção álcali-agregado na norma portuguesa de betão [3.28] e, referências a limitações nos teor de álcalis em algumas especificações LNEC de apoio a essa norma [3.72-3.74].

### **Reacções álcali-sílica.**

Determinadas rochas siliciosas reagem com o cimento formando um gel: um composto álcali-sílica de complexidade variável. A álcali-sílica pura pode reagir com os iões de cálcio, originando a partir de hidróxido de cálcio ou outros produtos de hidratação do cimento, um complexo branco, opaco de sílica-cálcio ou álcali-sílica-cálcio. Os produtos das reacções de álcali-sílica absorvem água e aumentam de volume, transformando-se neste processo de um gel duro e sólido a um gel mole, que, finalmente, se dispersa em solução. À medida que mais água é absorvida, a fenda é propagada para o interior do betão e torna-se mais larga. A abertura de fendas normalmente demora muitos anos e é precedida pelo destacamento da superfície do betão.



*Figura 3.11 - Encontro de uma ponte [3.77].*

### **Reacções álcali-carbonatos.**

A reactividade dos carbonatos envolve rochas com carbonatos numa série complexa de reacções cuja natureza depende dos agregados, do cimento e do microclima. Tal como nas reacções anteriores, os álcalis libertados da pasta de cimento ou de outras fontes reagem com os agregados com carbonatos. Um aspecto típico destas reacções é a formação de zonas de reacção com até 2mm de largura em torno das partículas de agregado [3.75]. A fendilhação desenvolve-se extensivamente no seio destes anéis tanto paralelos à interface como numa direcção radial. As fendas radiais estendem-se



lentamente, juntando-se a outras fendas na pasta. O desenvolvimento de uma rede de fendas, a perda de adesão entre o agregado e a pasta, conduz, eventualmente, à deterioração do betão [3.76].

### 3.5 Ataque biológico

O tipo principal de ataque biológico de corrosão do betão das estruturas deve-se ao contacto deste com águas residuais, resultado da actividade metabólica de várias espécies de bactérias e fungos. A maior parte destes microorganismos existentes nos esgotos, tendem a oxidar o enxofre e os compostos contendo enxofre. Contudo, são poucos os que reduzirão o enxofre e os compostos contendo enxofre para ácido sulfúrico ( $H_2S$ ) [3.78].

Sob condições anaeróbias, i.e., níveis muito baixos de oxigénio, os compostos de enxofre nos esgotos são reduzidos pela acção bacteriana em sulfitos que escapam para a atmosfera como  $H_2S$ . O  $H_2S$  em gás, dissolve-se na humidade condensada acima do nível da água nas condutas, nas paredes das câmaras de visita e fossas. Sob condições aeróbias, i.e., elevado nível de oxigénio, o  $H_2S$  dissolvido é convertido pela bactéria capaz de oxidar enxofre em ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ). Este ácido, altamente agressivo para o betão, pode ser absorvido para o interior do betão, resultando na rápida degradação das infra-estruturas de saneamento.

Algumas das condições químicas e físicas que contribuem para o ataque bacteriológico são [3.79]:

- a temperatura adequada dos esgotos para actividade bacteriológica (35 a 39 °C);
- a presença de enxofre no esgoto e resíduos industriais;
- o sistema onde as águas residuais ficam retidas em condições estagnantes de escoamento;
- a falta de ventilação;

Como resultado dos ataques, as superfícies onde se depositam as bactérias são escorregadias. Tais ataques são comuns em indústrias como o óleo, gás, polpa e papel, a indústria química e muitos sistemas de armazenamento e distribuição de água. [3.80]

### 3.6 Causas electroquímicas de degradação

Em muitos países, os cloretos têm criado problemas sérios à corrosão em estruturas de betão armado. Bilhões de dólares são necessários para reparar os estragos feitos todos os anos devido à corrosão [3.81]. Nos Estados Unidos, o custo da reabilitação de pontes com corrosões nas armaduras é avaliado em 24 bilhões de dólares por ano, com um aumento anual de \$500 milhões [3.82].



*Figura 3.12 - Corrosão de um pilar numa cais [3.89]*

O ambiente nas zonas costeiras apresenta condições ainda mais severas [3.83-3.86]. Investigações recentes na Noruega mostraram que mais de 50 % de todas as grandes pontes ao longo da costa Norueguesa, sofriam de problemas de corrosão ou já tinham sido reparadas devido a corrosões. A maior parte destas pontes foram construídas nos últimos 25 anos, e uma delas tinha sido tão severamente corroída que foi demolida [3.87;3.88].

A composição e integridade física do betão é alterada num ambiente agressivo. Uma variedade de desgastes e de mecanismos de desgaste em corrosão, alteram a qualidade do betão. Na corrosão electroquímica, átomos metálicos são retirados do aço, devido à criação de uma célula galvânica. Na Figura 3.12 está ilustrada a corrosão de um pilar numa zona marítima.

#### 3.6.1 Corrosão das armaduras

O betão confere ao aço uma protecção dupla: por um lado, é uma barreira física que o

separa do meio ambiente, e por outro, a elevada alcalinidade do hidróxido de cálcio (pH cerca de 13) permite formar uma película fina de óxido de ferro na superfície do aço, designada por camada de passivação.

A esta elevada alcalinidade e na presença normal de  $O_2$ , do ambiente nas estruturas, o aço cobre-se com uma camada passiva de óxidos muito aderentes, compacta e invisível que o protege indefinidamente de qualquer tipo de corrosão, desde que o betão seja de boa qualidade, e que as suas propriedades físico-químicas não se alterem devido às acções exteriores. No caso da ausência de oxigénio, o aço oxidará muito lentamente sem causar problemas de corrosão, como é o caso de estruturas submersas.

A camada de passivação que protege a superfície do aço é criada automaticamente pouco depois do início da hidratação do cimento. A camada é constituída por  $Fe_2O_3$ , que adere fortemente ao aço. Enquanto esta camada estiver presente, o aço permanece intacto.

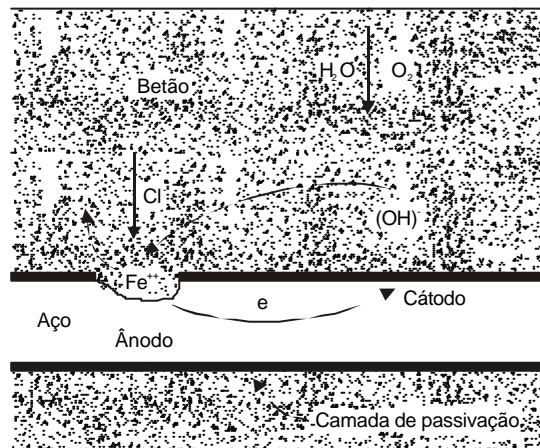


Figura 3.13 - Esquema da corrosão electro-química na presença do cloro [3.12]

A corrosão da armadura no betão consiste na oxidação destrutiva do aço pelo meio que o envolve. Assim, a corrosão ocorre como resultado da formação de uma célula electroquímica, sendo consistindo pelos seguintes elementos principais (ver Figura 3.13):

- um ânodo, onde ocorre a oxidação;
- um cátodo, onde ocorre a redução;
- um condutor metálico, por onde a corrente eléctrica passa na forma de fluxo de electrões;

- um electrólito, no caso do betão armado, por onde a corrente eléctrica é gerada pelo fluxo de iões no meio aquoso.

A corrosão electroquímica do aço no betão pode resultar da falta de uniformidade do aço (diferentes aços, soldaduras, locais activos sobre tensões), do contacto com metais menos activos, assim como, da heterogeneidade do meio químico ou físico (betão) que rodeia o aço.

Apesar de poder existir um potencial para a corrosão electroquímica do aço devido à falta de uniformidade deste no betão, a corrosão normalmente é evitada, devido à formação de uma película *passivante* de óxido de ferro. Quando as condições de serviço se modificarem e o betão se alterar através da penetração de substâncias agressivas, produz-se o rompimento da película e desencadeia-se a corrosão da armadura originando uma tripla consequência [3.90]:

- o aço diminui de secção ou converte-se na totalidade em óxido;
- o betão pode fissurar e/ou destacar-se devido às pressões que o óxido expansivo exerce (os produtos da corrosão ocupam um volume várias vezes maior que o aço original), facilitando o ingresso de agentes agressivos;
- a aderência armadura/betão diminui ou desaparece, reduzindo a capacidade de carga.

Para que a corrosão do aço se possa iniciar e manter existem mecanismos que, de um modo geral, são responsáveis pela corrosão [3.90], a saber:

- a redução da alcalinidade do betão por lixiviação das substâncias alcalinas com água ou por neutralização parcial com o dióxido de carbono ou outro material ácido;
- por acção electroquímica que envolve o ião cloro na presença do oxigénio.

Assim, o aço corrói devido à reacção anódica que permite que se dissolva como ião ferroso. Deve haver uma reacção catódica simultânea, como a redução do oxigénio, tudo isto sempre na presença da água.

Na Figura 3.14 apresentam-se vários tipos de patologias, resultante da corrosão da armadura de betão armado.

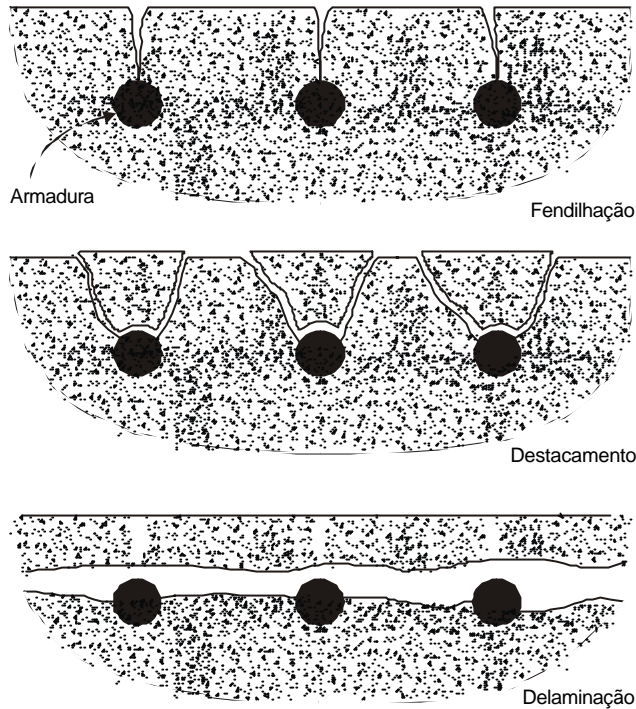


Figura 3.14 - Estragos provocados pela corrosão [3.12]

Os iões  $\text{Fe}^{++}$  carregados positivamente junto do ânodo passam para a solução enquanto que electrões é, carregados negativamente, atravessam do aço para o cátodo onde são absorvidos pelos constituintes do electrólito e combinam com a água e o oxigénio para formar iões de hidróxido ( $\text{OH}^-$ ). Este iões atravessam o electrólito e combinam com os iões de ferro para formar hidróxido férrico que é convertido em ferrugem após mais oxidação (ver Figura 3.11).



É importante realçar que sem a presença simultânea no betão de oxigénio e humidade não é termodinamicamente possível haver corrosão e, sem uma quantidade mínima, não é possível que se desencadeie com velocidade apreciável. Ambos os factores têm um carácter ambivalente, pois as armaduras estão passivadas, uma certa quantidade de oxigénio e humidade podem servir para espessar, a capa passivante. A presença de oxigénio e humidade acelera notavelmente o processo de corrosão e a sua ausência o detém completamente.

Provavelmente não há corrosão em betão abaixo de uma humidade relativa de 60 % [3.15]. Também não há corrosão quando o betão estiver saturado com água, excepto

quando a água possuir ar dissolvido, por exemplo, devido à acção de ondas. A humidade relativa óptima para que ocorre a corrosão encontra-se entre 70 a 80 %. A humidades relativas superiores a 80 % a difusão de oxigénio é reduzida consideravelmente, sendo também as condições ambientais mais uniformes ao longo do aço e portanto haverá menos condições para ocorrência da corrosão [3.15].

Na Tabela 3.5 representam-se algumas das condições necessárias para ocorrer a corrosão do aço no betão [3.91]:

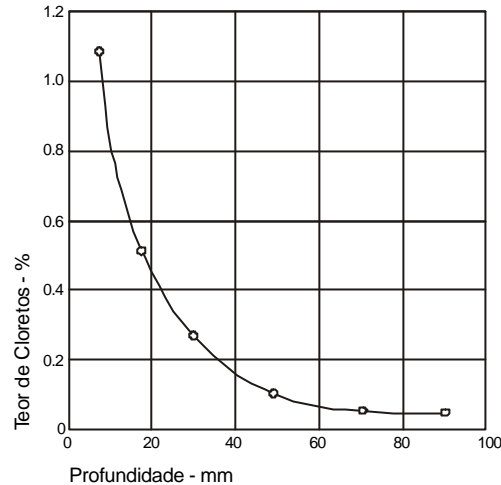
*Tabela 3.5 - Condições necessárias para que ocorra a corrosão do aço no betão.*

Para que haja corrosão	
pH < 8.0	Oxigénio e água
pH > 8.0	Oxigénio, água e cloro
Para que não haja corrosão	
Retirar do betão armado um dos seguintes:	Oxigénio, água ou cloro
Colocar no betão armado um dos seguintes	Iões hidróxido, iões ferrosos, inibidores ou potencial negativo sobre o aço

Assim, os problemas de corrosão do aço estrutural estão intimamente associados à despassivação do mesmo, pelo processo electroquímico resultante das variações do meio químico sobre as distintas interfaces betão/aço e as diferenças metalúrgicas e mecânicas do aço [3.90]. Estas variações originam gradientes de potencial com fluxo de correntes eléctricas, levando à formação de áreas anódicas e catódicas que constituem uma célula de corrosão.

Os cloretos no betão podem ter duas origens distintas. Podem estar presentes no betão por terem sido incorporados na amassadura através da utilização de agregados contaminados como, por exemplo, a utilização de água imprópria (salina) ou utilização de adjuvantes contendo cloretos. As normas em vigor limitam as quantidade de cloretos nos materiais constituintes do betão [3.92;3.93].

Os cloretos podem introduzir-se no betão através do exterior. Qualquer que seja a sua origem externa, os cloretos penetram no betão através de água contendo cloretos, bem como através da difusão dos iões na água, e da absorção.



*Figura 3.15 - Exemplo de um perfil de teor de cloretos como percentagem da dosagem de cimento em peso [3.15]*

Quando o betão está permanentemente submerso em água, os cloretos penetram no betão até profundidades consideráveis, mas se não houver oxigénio junto do cátodo, não haverá corrosão. O betão seco absorve água. Se as condições externas mudarem para secas, a direcção do movimento de água inverte-se, evaporando das extremidade dos poros capilares, depositando os sais. Assim, a concentração dos sais na água ainda existentes aumenta junto da superfície do betão. Estabelece-se um gradiente de concentrações que leva os sais na água, junto da superfície para as área de menor concentração, ou seja, o interior do betão, sendo este transporte por difusão. A Figura 3.15 ilustra o perfil de concentração dos cloretos no betão, após vários ciclos de molhagem e de secagem. Verifica-se com o teor de cloretos diminui com a profundidade da camada de recobrimento.

Na prática, a prevenção da corrosão reside no controlo da introdução de cloretos através da camada de recobrimento de betão.

A introdução de determinados materiais cimentícios, reduzem significativamente a penetrabilidade do betão, aumentando a sua resistência, logo reduzindo a velocidade de corrosão [3.94-3.96]. Por exemplo, a introdução de 9 % de sílica de fumo por massa de cimento conduz a uma difusividade do cloro cinco vezes inferior [3.97]. A substituição de 40 % de cimento por cinzas volantes diminui, três vezes, o coeficiente de difusão de betões de elevado desempenho [3.98].

O tempo que leva o início da corrosão é substancialmente reduzido se a cura for

prolongada [3.99]. Uma vez iniciada a corrosão, a sua continuação não é inevitável uma vez que a continuação da corrosão é influenciada pela resistividade do betão entre o ânodo e o cátodo e pelo fornecimento contínuo de oxigénio junto do cátodo.

A espessura da camada de recobrimento da armadura é um factor importante no controlo do transporte de iões de cloro. Quanto maior for o recobrimento, maior será o intervalo de tempo necessário para que determinada concentração de iões de cloro atinja a superfície da armadura. Assim, a qualidade do betão e a espessura do recobrimento trabalham juntos na protecção das armaduras.

### **3.6.1.1 Tipos de corrosão**

#### **Corrosão por picadas**

A corrosão por picadas forma-se por dissolução localizada da película passiva tipicamente resultante do ingresso de iões de cloro no meio, vindo do meio exterior ou porque pertencem aos constituintes ou foram introduzidos na amassadura do betão.

Forma-se uma célula de corrosão onde existe uma área passiva intacta, actuando como cátodo, e uma pequena área actuando como ânodo, que perdeu a película passiva e onde se reduz o oxigénio dissolvendo o aço. As picadas são autocatalíticas, e podem gerar as condições necessárias e suficientes para a sua continuação e crescimento [3.100]. No ânodo produz-se ácido, devido aos iões de cloro que favorecem a hidrólise do ferro na água para formar  $H^+$  e  $Cl^-$  livre. Esta reacção decresce o pH localmente e os iões de cloro permanecem no meio para de seguida intervirem no processo de corrosão, agravando o problema.

#### **Corrosão em espaços confinados**

Este tipo de corrosão pode ocorrer quando sobre a superfície do aço existir um espaço suficientemente resguardado que evita o acesso contínuo do oxigénio a essa zona, podendo criar células diferenciais de oxigénio que induzem a corrosão do reforço.

Existem várias situações em que pode ocorrer este tipo de corrosão. A injeção de argamassas com materiais epóxicos como reforço estrutural, criando zonas com falta de oxigénio, havendo aceleração da corrosão por este motivo.

#### **Corrosão de baixa tensão**

Este tipo de corrosão ocorre quando se verificam simultaneamente duas circunstâncias: esforços de tracção no aço e um meio agressivo. Esta corrosão ocorre



preferencialmente no betão pré-esforçado ou pós-esforçado, onde se utiliza aço de elevada resistência devido, em geral, à presença de hidrogénio atómico difundido através do aço. Este hidrogénio pode ter origem nas mais diferentes fontes: corrosão do aço, protecção catódica, etc. A corrosão de baixa tensão é um fenómeno muito específico e normalmente associado à má qualidade do betão, ou a presença de determinados iões.

### **Corrosão por correntes de interferência**

As correntes de interferência designadas também por vagabundas, erráticas ou de fuga, podem ser definidas como correntes que fluem numa estrutura e que não formem parte do circuito eléctrico/célula electroquímica específica. Para que ocorra a corrosão por correntes de interferência deve existir uma troca de correntes entre uma estrutura metálica e um meio electrolítico. A corrente contínua é a que possui um efeito mais pronunciado sobre a corrosão, porque flui continuamente num só sentido. Ao contrário, a corrente alternada, que inverte de direcção uma centena de vezes por segundo, pode causar um efeito muito menos pronunciado.

As fontes mais comuns deste tipo de correntes são: sistemas de protecção catódica operando nas vizinhanças de estruturas de betão armado, especialmente em meios de baixa resistividade, como é o caso da água salobra; sistemas com potencial eléctrico, como os comboios eléctricos; máquinas de soldar, onde a estrutura ligada à terra se encontra a uma determinada distância dos eléctrodos de soldadura.

É importante indicar que, para o aço que se encontra passivado no betão e não contaminado por cloro, as correntes de interferência não produzirão corrosão do reforço [3.101].

### **Corrosão generalizada**

A corrosão uniforme ou generalizada resulta de uma perda generalizada da película de passivação, resultante da carbonatação do betão e/ou a presença excessiva de quantidade de iões de cloro. Também pode ocorrer por efeito de lixiviação do betão produzida pela percolação e/ou lavagem por águas puras ou ligeiramente ácidas.

### **Corrosão galvânica**

Este tipo de corrosão pode dar-se quando existem diferentes tipos de metais no meio electrolítico. No caso do aço no betão, esta situação dar-se-á cada vez que alguma zona se danifica ou não se forma a película de passivação característica. Esta zona

actuará como ânodo frente ao resto do aço, onde permanece a camada de passivação que actuará como cátodo.

### 3.7 Bibliografia - Capítulo 3

- [3.01] *Cabrera, J.G.; (1985) The use of pulverised fuel ash to produce durable concrete. Improvement of concrete durability. Thomas Telford. London. pp. 19-35. *Citado de [3.53]**
- [3.02] *Cusend, A.R.; Cabrera, J.G.; (1988) Porosity and permeability as indicators of concrete performance. Durability of structures. IABSE Symposium. Lisbon. *Citado de [3.53]**
- [3.03] *Mailvaganam, N.P.; (Editor) (1991), Repair and protection of concrete structures, CRC Press, Ottawa, 473 pp.*
- [3.04] *Sarja, A.; Vesikari, E.; (Editors) (1996), Durability design of concrete structures, RILEM Report 14, E&FN Spon, CRC Press, Ottawa, 165 pp.*
- [3.05] *Coutinho, A.S.; Gonçalves, A.; (1994); Fabrico e propriedades do betão. LNEC, Lisboa, Vol.III, 368 pp.*
- [3.06] *Higgins, D.D.; (1981); Diagnosing the cause of defect or deterioration in concrete structures. British Standards Current Practice Sheet nº 69, 33 pp. *citado de [3.03]**
- [3.07] *Powers, T.C.; (1951); Resistance to weathering - Freezing and thawing. ASTM Sp. Tech. Publ. Nº 169, pp.182-187. *citado de [3.15]**
- [3.08] *Powers, T.C.; (1951); Influence of cement characteristics on the frost resistance of concrete. pp.28-43. *citado de [3.15]**
- [3.09] *Helmuth, R.A.; (1960); Capillary size restrictions on ice formation in hardened Portland cement pastes. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC, pp.855-869. *citado de [3.15]**
- [3.10] *Centre d'Information de l'Industrie Cimentière Belge; (1957); Le béton et le gel. Bull. 61 to 64. *adaptado de [3.15]**
- [3.11] *Ramachandran, V.S.; Feldman, R.F.; et al; (1981); Concrete science - Treaties on current research. Heydon & Sons, Ltd., New York. *citado de [3.03]**
- [3.12] *Powers, T.C.; (1955); Basic considerations pertaining to freezing and thawing tests. Proc. ASTM, 55, pp.1132-1154. *citado de [3.15]**
- [3.13] *Dhir, M.P.; (1984); A study on the effect on temperature variation on the bonding of concrete overlays. ACI Journal, 17, March/April, 172. *citado de [3.03]**
- [3.14] *Gettu, R.; Aguado, A.; et al (1998); Retracción de hormigón y el uso de aditivos reductores de retracción. IV Simposio ANEAH, Especialidades Químicas para la Construcción, Madrid, pp.1-12.*
- [3.15] *Neville, A.M.; (1995); Properties of concrete. Longman, England, 844 pp.*
- [3.16] *Troxell, G.E.; Raphael, J.M.; et al (1958); Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced cement. Proc. ASTM, 58, pp.1101-1120. *citado de [3.15]**
- [3.17] *Pickett, G. (1956); Effect of aggregate on shrinkage of concrete and hypothesis concerning shrinkage. Journ. Amer. Concr. Inst., 52, pp.581-590. *citado de [3.15]**
- [3.18] *L'Hermite, R.; (1960); Volume changes of concrete. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC, pp.659-694. *citado de [3.15]**
- [3.19] *Ödman, S.T.; (1968); Effects of variations in volume, surface area exposed to drying and composition of concrete shrinkage. RILEM Int. Coll. On the Shrinkage of Hydraulic Concretes, Madrid, 1, pp.20. *adaptado de [3.15]**
- [3.20] *Houst, Y.F.; (1993); Influence of shrinkage on carbonation shrinkage kinetics of hydrated cement paste. Proc. 5<sup>th</sup> Int RILEM Symp, Barcelona, pp.121-126,*
- [3.21] *BS 1881:Part 116: 1983 - Rate of load application*
- [3.22] *C 39-96 (1996), Compressive strength of cylindrical concrete specimens, ASTM, pp. 5.*
- [3.23] *E 226 (1968), Betão. Ensaio de compressão. LNEC, pp. 2.*
- [3.24] *Neville, A.M.; Brooks, J.J.; (1997); Concrete technology. Longman, England, 438 pp.*
- [3.25] *Green, H.; (1964); Impact strength of concrete. Proc. Inst. Civil Engineers, 28, pp.383-396. *citado de [3.15]**
- [3.26] *Clifton, J. R.; Knab, L.I.; (1983); Impact testing of concrete. Cement and Concrete Research, 13, Nº.4, pp.541-548. *citado de [3.15]**
- [3.27] *Gjorv, O.E.; Baerland, T.; et al (1990); Increasing service life of roadways and bridges. Concrete international, 12, Nº.1, pp.45-48. *citado de [3.15]**
- [3.28] *NP ENV 206 (1993), Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade. IPQ, 54 pp.*
- [3.29] *McDonald, J.E.; Lin, T.; (1987); Repair of abrasion erosion damage to stilling basins. Concrete Institute, 9(3), 33. *citado de [3.03]**
- [3.30] <http://www.rwth-aachen.de/iww/English/Forschung/Kavitation/Kavitation>
- [3.31] *Hollands, T; (1987); Erosion resistance with silica fume concrete. Concrete Institute, 9(3), 62. *citado de [3.03]**
- [3.32] *ACI 210 R55 (1981); Erosion resistance of concrete in hydraulic structures. ACI Manual of Concrete Practice, 210 pp. *citado de [3.03]**
- [3.33] *Zoldners, N.G.; (1960); Effect of high temperature in concretes incorporating different aggregates. Mines Branch Research Department, R-64, Ottawa, 32 pp. *citado de [3.03]**

- [3.34] <http://www.trombik.ch/Trombik/English/Turow%20Fire.htm>
- [3.35] Carette, G.C.; Malhotra, V.M.; (1983); Performance of dolostone and limestone concretes at sustained high temperatures. ASTM Sp. Tech. Publ. N° .858, pp.38-67. *citado de [3.15]*
- [3.36] Sarshar, R.; Khoury, G.A.; (1993); Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures. Magazine of Concrete Research, 45, N° .162, pp.51-61. *citado de [3.15]*
- [3.37] Dan, Y.; Chikada, T.; et al (1991); Properties of steam cured concrete used with ground granulated blast furnace slag. CAJ Proc. Of Cement and Concrete, N° .45, pp.222-227. *citado de [3.15]*
- [3.38] Malhotra, H.L.; (1956); The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research, 8. *citado de [3.03]*
- [3.39] Zoldners, N. G.; (1960); Effect of high temperatures on concretes incorporating different aggregates. Mines Branch Res. Report R.64, Dept. Mines, Ottawa. *citado de [3.15]*
- [3.40] Gutt, W.H.; (1977); Chemical resistance of concrete. Concrete, 12, 35. *citado de [3.03]*
- [3.41] Blezock, I.; (1964); Concrete corrosion. concrete protection. Hungarian Academy Science, Budapest, 177. *citado de [3.03]*
- [3.42] Browne. R.D.; (1979); Practical considerations in producing durable concrete. improvement of concrete durability. Thomas Telford, London. *citado de [3.03]*
- [3.43] Reis, M.O.; Salta, M.M.; et al; (1999); Degradation of reinforced concrete structures in oceanic environment. COM48 LNEC, Lisboa, 13pp.
- [3.44] Diamond, S.; (1996); Cement and concrete composites. Proceedings, pp.205-215. *citado [3.43]*
- [3.45] Bunney, J.H.; Millard, S.G.; (1996); Testing of concrete in structures. Chapman & Hall, 286 pp.
- [3.46] Salta, M.; Fontainha, R.; (1996); Utilização de armaduras revestidas e de materiais resistentes à corrosão. Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado, LNEC.
- [3.47] Richardson, M. G.; (1988); Carbonation of reinforced concrete. It's causes and management. Citis Ltd, Publishers, Dublin, 205 pp.
- [3.48] Papadakis, V.G.; Fardis, M.N.; (1992); Effect of composition, environmental factors and cement lime mortar coating on concrete carbonation. Material and Structures, 25, N° .149, pp293-304. *citado de [3.15]*
- [3.49] Scheissl, P.; (1987); Influence of the composition of concrete on the corrosion protection of reinforcement. ACI SP-100, Detroit.
- [3.50] Miller, J.; (1987); Influence of carbonation on the reinforcement of concrete. New Materials and Methods Repair, Proceeding of 3<sup>rd</sup> International Conference.
- [3.51] Technical report N° 26; (1984); Repair of concrete damaged by reinforcement corrosion. The Concrete Society. *Citado de [3.53]*
- [3.52] Parrott, L.J.; (1988); A review of carbonation in reinforced concrete. Building Research Establishment. *Citado de [3.53]*
- [3.53] Gaafar, B.A.; (1995) The effect of environmental curing conditions on the gas and water permeability of concrete. Tese de doutoramento. University of Leeds.
- [3.54] Currie, R.J.; (1986); Carbonation depths in structural-quality concrete. Building Research Establishment Report, Watford, 19 pp., *citado de [3.15]*
- [3.55] Emmons, P.H.; (1993); Concrete repair and maintenance illustrated. Problems analysis, repair strategy and techniques. RSMears, 295 pp.
- [3.56] Tang, L.; Nilsson, O. L. (1989), Rapid determination of chloride diffusivity, Materials Journal, ACI, January-February, Vol. 89, n° 1, pp. 49-53.
- [3.57] Bouy, V. B.; Rougeau, P.; et al (1998) ; Étude comparative de la durabilité des bétons B30 et B80 des ouvrages jumeaux de Bourges - Étude expérimentale de la pénétration des ions chlorures par différentes méthodes, Bulletin des Laboratoires des Pont et Chaussées, n° 217, Septembre-Octobre, pp. 75-84.
- [3.58] Tang, L.; (1996), Electrical accelerated methods for determining chloride diffusivity in concrete - current development, Magazine of Concrete Research, September, Vol. 48, n° 176, pp. 173-180.
- [3.59] Lees, T.P. (1992); Deterioration mechanisms. Durability of concrete structures: Investigation, repair and protection. E&FN Spon. pp. 10-36. *Citado de [3.53]*
- [3.60] BRE Digest 263; (1982); The durability of steel in concrete: Part 1 - Mechanisms of protection and corrosion. Building Research Establishment. *Citado de [3.53]*
- [3.61] Midgley e Illston (1984), incompleto.
- [3.62] Xi, Y. ; Bažant, Z.; (1999) ; Modeling chloride penetration in saturated concrete, Journal of Materials in Civil Engineering, February, pp. 58-65.
- [3.63] Treadaway, K.W.J.; (1984); Research into durability of reinforcement in concrete structures under normal exposure conditions. Proceedings of the RILEM Seminar on The durability of concrete structures under normal outdoor exposure. Hannover. pp. 202-209. *Citado de [3.53]*
- [3.64] Arup, A.; (1983); The mechanisms of the protection of steel by concrete. Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. Ellis Harwood Publishers. pp. 151-157. *Citado de [3.53]*
- [3.65] Wilkins, N.J.; Lawrence, P.F.; (1983); The corrosion of steel reinforcements on concrete immersed in seawater. Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. Ellis Harwood Publishers. pp. 119-141. *Citado de [3.53]*
- [3.66] Buenfeld, N. R.; Newman, J. B. (1987); Examination of three methods for studying ion diffusion

- in cement pastes, mortars and concretes, Materials and Structures, RILEM, January, Vol. 20, nº 115, pp. 3-10.
- [3.67] Reis, M.O.; Silva, A.M.; (1997); Reacções álcalis-silica. Recomendações gerais para prevenir a deterioração do betão. LNEC, ITMC23, Lisboa, 27 pp.
- [3.68] Ollivier, J.P.; Baron, J.; (1992); La durabilité des bétons. Presse Nationale des Ponts et Chaussées. 456 pp. *citado de [3.15]*
- [3.69] Wood, J.G.; Johnson, R.A.; (1993); The appraisal and maintenance of structures with alkali-silica reaction. The Structural Engineer, 71, Nº.2, pp.19-23. *citado de [3.15]*
- [3.70] Blight, G.E.; (1991); The moisture condition in an exposed structure damaged by alkali-silica reaction. Magazine of Concrete research. Vol. 43, Nº 157, pp. 249-255. *Citado de [3.53]*
- [3.71] British cement Association Working Party Report; (1992); The diagnosis of alkali-silica reaction. 2<sup>nd</sup> Edn, 44 pp. *citado de [3.15]*
- [3.72] E 378 (1993), Betões. Guia para utilização de ligantes hidráulicos. LNEC, Lisboa.
- [3.73] E 372 (1993), Água da amassadura para betões. Características e verificação da conformidade. LNEC, Lisboa.
- [3.74] E 373 (1993), Inertes para argamassas e betões. Características e verificação da conformidade. LNEC, Lisboa.
- [3.75] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A.; (1994); Fabrico e propriedades do betão. LNEC, Lisboa, Vol.I, 401 pp.
- [3.76] Reis, M.O.; Silva, A.M.; (1999); Recomendações gerais para prevenir a deterioração do betão por reacções álcalis-silica. LNEC, Lisboa, 14 pp.
- [3.77] <http://www.gmic.dk/gdcasr>
- [3.78] Swab, H.B.; (1961); Effect of H<sub>2</sub>S on concrete structures. Journal of Sanitation Engineering Division, 1, *citado de [3.03]*
- [3.79] Barnard, J.L.; (1967); Corrosion of sewers. Report R4689, CIRSO, Pretoria, *citado de [3.03]*
- [3.80] Silva, M.R.; Deloye, F.X.; (1991); Dégradation biologique des bétons. Bulletin Liaison, LCPC, 176, Paris, pp.87-91. *citado de [3.24]*
- [3.81] Jalali, S.; Ferreira, R.M.; (1998); Introdução aos materiais de construção. Sebenta da cadeira Introdução aos materiais de construção, Universidade do Minho, 84 pp.
- [3.82] Gjørsv, O.E.; (1998); Controlled Service life of concrete structures and environmental consciousness. Seminário Idite-Minho, Braga, 13 pp.
- [3.83] Nilsson, I.; (1991); Repair of Ølands Bridge. experience and results of the first six columns carried out in 1990. Report, NCC, Malmø *citado de [3.82]*
- [3.84] Stoltzner, E.; Sørensen, B.; (1994); Investigations of chloride penetration into the Farøbridges.. Dansk Beton, Vol.11, nº 1, pp. 16-18. *citado de [3.82]*
- [3.85] Belzac, J.; Hranilovic, M.; et al; (1997); The Krk Bridge: Chloride corrosion and protection. Proceedings, Intern. Conference on Repair of Concrete Structures - From Theory to Practice in a Marine Environment, Oslo, *citado de [3.82]*
- [3.86] Wood, J.G.; Crear, J.; (1997); Tay Road Bridge: Analysis of chloride ingress variability & prediction of long term deterioration. Construction and Building Materials, Vol 11, nº 4, pp. 249-254.
- [3.87] Østmøen, T.; Liestøl, G.; et al; (1993); Chloride durability of coastal bridges in concrete. Report. NPRA, Oslo. *citado de [3.83]*
- [3.88] Hasselø, J.A.; (1997); Ullasundet Bridge - The life cycle of a concrete structure. NUST, Trondheim, 15 pp. *citado de [3.83]*
- [3.89] Lima, R.A.; (1998); Estudo da resistência à corrosão das armaduras de betão armado. Relatório de estágio, Universidade do Minho, 167 pp.
- [3.90] DURAR - Durabilidad de la armadura; (1998); Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigon armado. CYTED – Programa Iberoamericano de Cienência y Tecnologia para el desarrollo, 208 pp.
- [3.91] Erlin, B.; Verbeck, G.J.; (1975); Corrosion of metals in concrete - Needed Research. Corrosion of Metals in Concrete, Pub. SP49, ACI. *citado de [3.82]*
- [3.92] E 253 (1971), Inertes para argamassas e betões. Determinação do teor em halogenetos solúveis. LNEC, 2 pp.
- [3.93] NP EN 196.2 (1990), Análise química de cimentos, IPQ, 21 pp.
- [3.94] Al-Amoudi, O.S.; et al (1993); Prediction of long-term corrosion resistance of plain and blended cement concretes. ACI Materials Journal, 90, Nº. 6, pp.564-571. *citado de [3.15]*
- [3.95] Ellis Jr, W.E.; Rigg, E.H.; et al (1991); Comparative results of utilization of fly ash, silica fume and GGBFS in reducing the chloride permeability of concrete. ACI SP-126 Durability of Concrete, pp.443-458. *citado de [3.15]*
- [3.96] Schiessel, P.; Raupach, N.; (1989); Influence of blending agents on the rate of corrosion of steel in concrete. 2<sup>nd</sup> Int. Seminar, Swedish Council for Building Res., pp.205-214. *citado de [3.15]*
- [3.97] Gjørsv, O.E.; Tan, K.; et al (1994); Diffusivity of chlorides from seawater into high strength lightweight concrete. ACI Materials Journal, 91, Nº. 5, pp.447-452. *citado de [3.15]*
- [3.98] Jalali, S.; Camões, A.F.; et al (1998); Low cost high performance concrete using low quality fly ash. Proc. 12<sup>th</sup> European RMC Congress, ERMCO, pp.478-486.

- [3.99] *Rasheeduzzafar, A.S.; Al-Saadoun, S.S.; (1989); Influence of construction practices on concrete durability. ACI Materials Journal, 86, N<sup>o</sup>.6, pp.566-575. citado de [3.15]*
- [3.100] *Fontana, M.G.; (1967); Corrosion Engeneering. 3<sup>rd</sup> Edition, McGraw-Hill. citado de [3.82]*
- [3.101] *Pourbaix, M.; (1987); Lecciones de Corrosión electroquímica. Editorial Instituto Español de la Corrosión. citado de [3.82]*

## Capítulo Quatro

### Parâmetros do desempenho da durabilidade

---

<b>4.1 Introdução</b>	<b>4.3</b>
<b>4.2 Porosidade - Absorção</b>	<b>4.4</b>
4.2.1 Ensaios utilizados para a determinação da porosidade	4.7
<b>4.3 Absorção por capilaridade</b>	<b>4.7</b>
4.3.1 Ensaios utilizados para determinação da absorção capilar	4.12
<b>4.4 Permeabilidade aos gases</b>	<b>4.12</b>
4.4.1 Ensaios utilizados na determinação da permeabilidade aos gases	4.17
<b>4.5 Permeabilidade aos líquidos</b>	<b>4.19</b>
4.5.1 Ensaios utilizados na determinação da permeabilidade aos líquidos	4.23
<b>4.6 Difusão</b>	<b>4.24</b>
4.6.1 Ensaios em regime não estacionário.	4.29
4.6.2 Ensaios em regime estacionário.	4.30
<b>4.7 Migração</b>	<b>4.30</b>
4.7.1 Ensaios em regime não estacionário.	4.33
4.7.2 Ensaios em regime não estacionário.	4.37
<b>4.8 Bibliografia - Capítulo 4</b>	<b>4.40</b>





## 4.1 Introdução

Os parâmetros de desempenho da durabilidade estão intrinsecamente relacionados com as propriedades da microestrutura, quer da pasta de cimento endurecido [4.01], quer dos agregados utilizados.

O ingresso de gases, água ou iões em solução aquosa no betão dá-se através dos poros na matriz da pasta de cimento ou através das micro-fendas. Uma variedade de mecanismos diferentes, físicos ou químicos, podem governar o transporte destes meios para o interior de betão, dependendo do escoamento sub-superfície e a sua concentração local, as condições ambientais, a estrutura porosa do betão, os raios dos poros ou a espessuras das micro-fendas, o grau de saturação do sistema de poros e a temperatura [4.02]. Considerando a grande variação nas dimensões dos poros e a variação da concentração da humidade no betão como função das condições de exposição climática, o transporte dos agentes agressivos no betão na maior parte dos casos deve-se não a um único mecanismo, mas sim a vários mecanismos actuando simultaneamente.

A investigação experimental das características de transporte do betão está sujeita a limitações, porque, na maior parte dos casos o betão, como material penetrado, não se comporta como um inerte sólido e estável com poros uniformes [4.03]. Como consequência a estrutura física do betão pode ser alterada, a absorção química pode ocorrer, e vários mecanismos de transporte poderão actuar simultaneamente durante um ensaio. Por esta razão, é necessário considerar algumas simplificações.

A penetração dos fluidos no betão pode dar-se por vários mecanismos, que normalmente não se processam isoladamente, havendo quase sempre combinações entre eles. Os mais importantes são a difusão, a absorção por capilaridade e a permeabilidade.

A difusão é um processo pelo qual um fluido (líquido, ião ou gás) pode passar através do betão devido a um gradiente de concentração. A difusibilidade é a velocidade com a qual um líquido, ião ou gás pode passar através do betão, devido a um gradiente de concentração. A difusão dos fluidos é um mecanismo particularmente importante que pode influenciar a durabilidade do betão, uma vez que controla fenómenos como a carbonatação. O coeficiente de difusão exprime-se pelo quociente duma área pelo tempo.

A capilaridade é a penetração dum fluido no betão por acção de sucção da sua estrutura. Mede-se fundamentalmente pela altura que o líquido atinge no betão ou pela variação de massa de uma amostra de betão colocada com uma superfície em contacto com o fluido. A finura dos capilares no betão provoca a absorção e portanto uma medição da velocidade de absorção, fornecendo indicação útil sobre a estrutura do betão. Se o fluido é absorvido rapidamente, os capilares são largos e, se a absorção é lenta, os capilares serão apreciavelmente mais estreitos.

Finalmente, a permeabilidade é a propriedade de um meio poroso se deixar atravessar por um fluido sob a acção de um gradiente de pressão. Essas determinações podem ser feitas no betão da própria obra, em provetes extraídos, ou ainda em provetes feitos no laboratório, conforme os casos que se pretendam estudar. Desta forma, obtém-se indicações preciosas sobre a distribuição dos tamanhos dos poros e a sua conectividade. O coeficiente de permeabilidade pode ser expresso pela área ao quadrado, ou por uma profundidade por unidade de tempo.

## 4.2 Porosidade - Absorção

A estrutura porosa do betão deve-se, principalmente, às seguintes três situações [4.04]:

- ao excesso de água empregue na amassadura, para além da necessária para a hidratação, que evapora deixando vazios em seu lugar;
- à parte do ar emulsionado com os componentes, durante a amassadura, que fica retido ocupando volumes de 10 a 50 litros por metro cúbico;
- ao facto de os agregados apresentarem determinado índice de porosidade.

Da estrutura porosa que se manifesta na permeabilidade e na capilaridade resulta outra propriedade fundamental de todo o material de construção: a sua durabilidade. A durabilidade depende da intensidade dos factores ambientais de exposição a que está sujeito e do grau de porosidade que o material possui.

A porosidade é a relação entre o volume de vazios e o volume total, aparente, de um material. É a porosidade absoluta, que em geral não se pode medir sem destruir o material porque nem todos os vazios são acessíveis. Para medir aproximadamente, é necessário moer a amostra muito finamente a fim de eliminar os poros fechados e inacessíveis.

Distinguem-se por isso dois tipos de porosidades [4.05]:

- porosidade fechada, quando os vazios não comunicam entre si;
- porosidade aberta, quando os vazios comunicam entre si por canais ou capilares de diâmetro variável.

Para se medir a porosidade simples ou absorção, mergulha-se na água, lentamente, um provete até ficar todo submerso nas primeiras 24 horas, de modo a expulsar o ar que contém. Depois de submerso durante outras 24 horas, pesa-se e seca-se, por exemplo, a 105 °C, até se obter um valor de massa constante, se for em relação a tal estado de secagem que interesse conhecer a porosidade. O quociente da diferença entre as massas após a embebição e depois de secagem por esta última, dá a porosidade aberta.

As medições da porosidade no vácuo e à pressão atmosférica estão normalizadas segundo as Especificações LNEC E 395 [4.06] e E 394 [4.07].

Existem outras técnicas que consistem na caracterização dos vazios através do microscópio electrónico de varrimento [4.08].

Os ensaios de absorção são importantes por darem uma ideia da resistência à acção do gelo sobre o betão pois a água, quando gela, sofre um aumento de volume em cerca de 9%, sendo necessário deixar um certo espaço livre de modo a permitir a expansão do gelo sem danificar a estrutura.

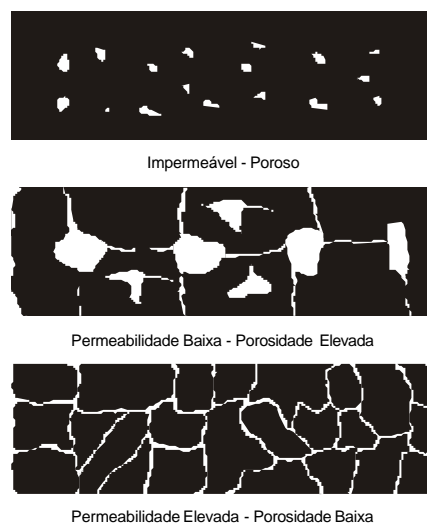


Figura 4.1 - Diferença entre porosidade e permeabilidade

Os ensaios de determinação da absorção são influenciados pelo grau de humidade do betão e, por isso, no caso dos ensaios em obra, é necessário manter o betão da superfície com um grau de humidade constante.

Outro factor que influencia a durabilidade é o diâmetro dos poros. Quando os diâmetros são reduzidos o material tem uma forte capilaridade e uma permeabilidade fraca e, inversamente, quando os diâmetros são grandes a capilaridade é pequena e a permeabilidade grande. A Figura 4.1 ilustra as diferenças entre porosidade e permeabilidade.

A porosidade absoluta é a soma da permeabilidade e porosidade. A porosidade que normalmente se mede é a aberta (quase sempre designada por absorção) e, o resultado obtido, depende do método de ensaio utilizado, podendo ser porosidades abertas simples ou sob pressão (absorção simples e absorção sobre pressão)

Como a permeabilidade depende directamente da porosidade, é possível associar este parâmetro à relação A/C, o que está ilustrado na Figura 4.2. A partir da figura, é possível concluir que, com o aumento da relação A/C, verifica-se um aumento exponencial do coeficiente de permeabilidade.

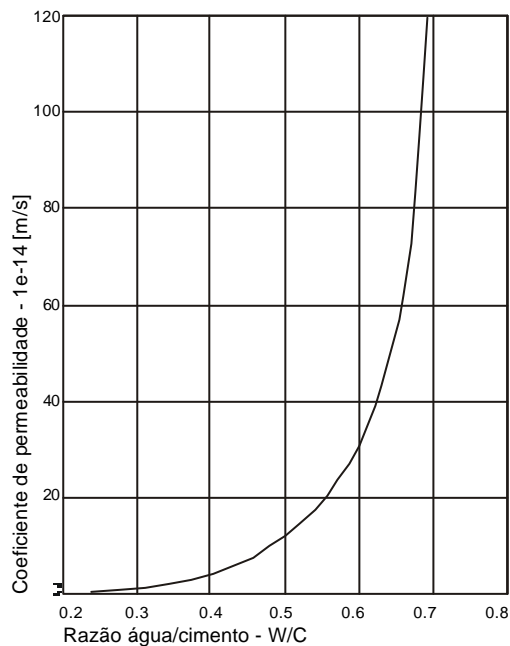


Figura 4.2 - Relação entre a permeabilidade e razão A/C [4.09]

A razão A/C é o factor mais influente na porosidade de um betão [3.10], como pode ser observado na Figura 4.3. Verifica-se que, com a diminuição da razão A/C diminui a porosidade.

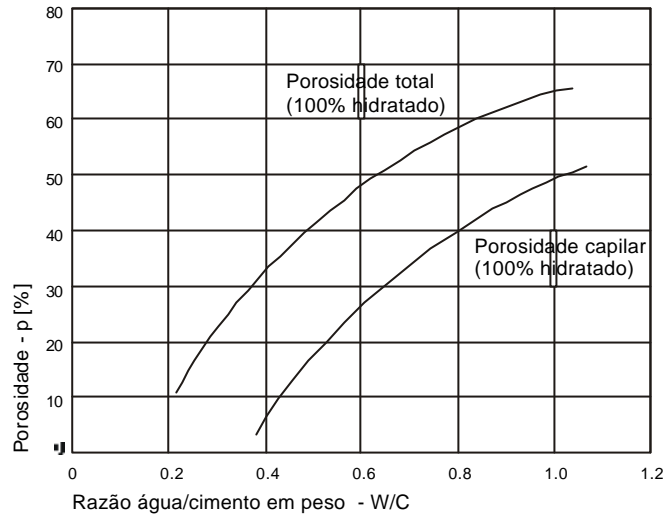


Figura 4.3 - Influência da razão A/C na porosidade total e capilar [4.10]

#### 4.2.1 Ensaios utilizado para a determinação da porosidade

A descrição dos ensaios de absorção mais comuns é efectuada na secção 6.2.7; o ensaio de absorção à pressão atmosférica, é descrito no ponto 6.2.8, sendo o ensaio de absorção por vácuo descrito no ponto 6.2.9.

### 4.3 Absorção por capilaridade

Por capilaridade entende-se o transporte de líquidos nos poros sólidos devido à tensão superficial existente nos capilares [4.14].

Esta importante propriedade do betão ainda não é suficientemente bem entendida, especialmente devido à dificuldade em a definir e, portanto, medir.

Os poros no betão apresentam uma grande gama de dimensões desde nanómetros até micrómetros. Quando estes poros entram em contacto com uma fase líquida, o líquido é absorvido pelas forças capilares presentes em cada poro. A força capilar local é inversamente proporcional ao diâmetro dos poros, com os poros menores a exercer uma maior força capilar (apesar da velocidade de ingresso nos poros menores

ser inferior ao dos poros maiores).

O transporte do líquido é influenciado pelas seguintes características do líquido:

- viscosidade, expresso em  $\text{Ns/m}^2$ ;
- densidade, expresso em  $\text{kg/m}^3$ ;
- tensão superficial, expresso em  $\text{N/m}$ .

e pelas características do sólido, tais como a estrutura dos poros (raio, tortuosidade e continuidade dos capilares) e energia superficial.

A absorção capilar da água num sólido poroso é descrita pela equação de difusão não-linear [4.15]:

$$\frac{\partial \mathbf{q}}{\partial t} = \nabla \cdot (D \nabla \mathbf{q}) \quad (4.1)$$

onde  $\mathbf{q}$  é a fracção do volume em água do material e  $D(\mathbf{q})$  é a difusividade hidráulica.

Uma solução da forma unidimensional da equação (4.1) resulta numa equação diferencial parcial descrevendo a absorção através da extremidade de uma barra semi-infinita:

$$\frac{\partial \mathbf{q}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \cdot D \cdot \frac{\partial \mathbf{q}}{\partial x} \quad (4.2)$$

tal que:

$$\begin{aligned} \mathbf{q} &= \mathbf{q}_s \text{ para } x = 0, t \geq 0 \text{ e,} \\ \mathbf{q} &= \mathbf{q}_0 \text{ para } x > 0, t = 0. \end{aligned}$$

$\mathbf{q}_s$  e  $\mathbf{q}_0$  são as fracções de volume de água do sólido no estado saturado e seco respectivamente. A equação (4.2) possui uma solução com a seguinte forma [4.16]:

$$x(\mathbf{q}, t) = f(\mathbf{q}) \cdot t^{1/2} \quad (4.3)$$

de modo que o avanço da água *versus* um perfil de distância mantém a forma constante  $f(\mathbf{q})$ .

O volume de água absorvida e acumulada por unidade de área de superfície de contacto é dada por:

$$i = t^{1/2} \int_{\mathbf{q}_0}^{\mathbf{q}_s} f \cdot d\mathbf{q} = S \cdot t^{1/2} \quad (4.4)$$

onde  $S$  é a absorção [4.17, 4.18], um parâmetro que define a capacidade do material absorver e transmitir água por capilaridade. A partir da equação (4.4) verifica-se que a absorção depende do teor inicial de água do material [4.19] sendo máximo quando o material está seco, e zero quando estiver saturado. A absorção aumenta com a temperatura uma vez que depende da viscosidade da água.

A absorção pode ser determinada a partir do gradiente da linha recta obtida do gráfico volume de água acumulada por unidade de área versus  $t^{0.5}$ .  $S$  é determinado recorrendo à seguinte expressão [4.20]:

$$M(t) = \tilde{n}AS\sqrt{t} \quad (4.5)$$

onde:

$M(t)$ : massa de líquido absorvido pelo provete no tempo  $t$ ;

$r$ : densidade do líquido penetrante;

$A$ : área do provete exposto ao líquido;

$S$ : absorção em profundidade/tempo<sup>0.5</sup>;

Para o betão em obra, a dependência na raiz quadrada do tempo nem sempre é aplicável, podendo o expoente variar entre 0.2 e 0.5 [4.21]. Como alternativa do ganho de massa, a profundidade da frente penetrante é avaliada (por abertura destrutiva do provete e observando directamente a frente de avanço). Neste caso, a equação que governa o fenómeno é [4.22]:

$$d(t) = B\sqrt{t} \quad (4.6)$$

onde:

$d(t)$ : profundidade do líquido penetrado no provete no tempo  $t$ , e

$B$ : coeficiente de penetração.

Dividindo  $S$  por  $B$  obtém-se uma estimativa da porosidade efectiva do betão. Nos casos em que a frente penetrante é de difícil detecção, imagens térmicas podem ser utilizadas para isolar facilmente a porção do betão que sofre evaporação, uma vez que o calor de vaporização resulta numa descida da temperatura na parte do betão saturado com o fluído [4.23], de modo que, as regiões saturadas com o fluído aparecerão mais escuras (mais frescas) na imagem térmica.

Na prática, verifica-se uma absorção inicial rápida (molhagem da superfície seca) de modo que as equações (4.5) e (4.6) são alteradas para:

$$M(t) = M_0 + \tilde{n}AS\sqrt{t} \quad (4.7)$$

e

$$d(t) = d_0 + B\sqrt{t} \quad (4.8)$$

onde  $M_0$  e  $d_0$  representam o ganho de massa inicial e a penetração inicial em profundidade, respectivamente. Para determinar  $S$  ou  $B$ , o ganho em massa ou a profundidade de penetração recorre-se a gráficos função da raiz quadrada do tempo, sendo o segmento inicial recta da curva utilizada para avaliar o declive, equivalente a  $S$  ou a  $B$ .

O desvio do comportamento raiz quadrada do tempo com longos períodos de tempo tem sido observado em inúmeros ensaios e é geralmente atribuído às interações da água com o betão [4.23]. Tanto Hall [4.24] como Martys e Ferraris [4.25] propõem modificações à equação 4.7 de modo a prever os desvios para grandes intervalos de tempo. Assim a equação de Hall possui a seguinte forma:

$$M(t) = M_0 + \tilde{n}A(S\sqrt{t} - C_H \cdot t) \quad (4.9)$$

enquanto que a equação de Martys e Ferraris é:

$$M(t) = M_0 + \tilde{n}A \left[ S_g \sqrt{t} + C_M \left( 1 - \exp\left(\frac{-S\sqrt{t}}{C_M}\right) \right) \right] \quad (4.10)$$

onde  $C_H$  e  $C_M$  são constantes obtidas a partir do ajuste experimental de dados, e  $S_g$  descreve a absorção nos poros mais pequenos ou o efeito de difusão da humidade [4.25].

A temperatura influencia a absorção através do efeito na tensão superficial,  $\sigma$ , e a viscosidade dinâmica,  $\eta$ , do fluido. Hall indica que  $S$  devia possuir uma escala  $(\sigma/\eta)^{0.5}$  [4.26]. Utilizando esta razão de escala, medições efectuadas a temperaturas diferentes, podem ser normalizadas para uma temperatura padrão de forma a permitir comparações. Embora esta escala funcione bem com fluidos orgânicos, existem desvios significativos quando a água é utilizada como fluido [4.23] Isto pode dever-se à alteração da solubilidade do hidróxido de cálcio com a temperatura e às reacções complexas da água com a matriz cimentícia.

Enquanto que as condições de fronteira para um escoamento unidimensional são fáceis de manter em laboratório com provetes, é difícil manter esta geometria *in situ*. Contudo, recentemente Wilson *et al.* [4.27] deduziram uma equação apropriada que descreve a absorção de uma lajeta de betão, cuja parte da superfície (circunferência) está em contacto com o fluido. Neste caso, o fluido penetrante toma a forma de uma elipsoíde tridimensional. A equação para este caso é dada por [4.27]:



$$M(t) = \tilde{n}A \left( \sqrt{\frac{P}{3}} S \sqrt{t} + \frac{7}{8\sqrt{3}} \cdot \frac{\sqrt{P^3} S^3}{f^2 L^2} \sqrt{t^3} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{147}{128} \cdot \frac{\sqrt{P^5} S^5}{f^4 L^4} \sqrt{t^5} \right) \quad (4.11)$$

onde  $f$  é a porosidade do betão e  $L$  o diâmetro da fonte circular de fluido.

Para um curto período de contacto da superfície do sólido com água, predomina um estado descontínuo de transporte do líquido, ou seja, a quantidade de líquido absorvido pela superfície do sólido bem como a quantidade de líquido transportado a qualquer distância da superfície, é função do tempo. Sob condições naturais de exposição este estado de transporte descontínuo ocorre se o sólido poroso não estiver em contacto permanente com o líquido [4.28].

A sucção capilar pode desenvolver-se num fenómeno de transporte em estado contínuo, se as condições de fronteira se mantiverem constantes ao longo do tempo. Um elemento de betão em contacto com a água num dos lados absorverá um líquido por sucção capilar. Se a evaporação da água na face oposta estiver em equilíbrio com a tomada de água, a sucção capilar irá transportar a água através da secção de betão num processo de estado contínuo [4.28].

A absorção capilar é um mecanismo importante no que se refere ao ingresso de cloro no betão. Um betão não saturado em contacto com uma solução salina irá absorver por sucção capilar esta solução, provocando a penetração do cloro no betão muito mais rapidamente do que apenas a difusão. Todavia, o cloro é também transportado por difusão conduzindo a um aumento em profundidade da penetração. Esta acção simultânea da difusão e da sucção capilar cria um modelo misto de transporte, que poderá ser muito eficiente.

A absorção capilar é influenciada por diversos factores como a finura do cimento, a relação A/C, a idade, a duração da cura húmida e a compactidade [4.28].

Também os introdutores de ar, devido à redução da relação A/C e à formação de um sistema de poros que não comunicam entre si, tendem a diminuir a absorção capilar [4.28].

Caso se atinja um estado estacionário de sucção capilar, é possível estabelecer equações para estudar a velocidade de ascensão capilar. No entanto, dadas as irregularidades do sistema de poros dos materiais, é corrente usarem-se fórmulas empíricas para descrever a sucção do líquido em função do tempo.

Podem-se usar diversas montagens para simular as diversas situações em que a absorção pode ocorrer. Em geral mede-se o aumento de massa por unidade de área em contacto com a água, ao fim de determinados intervalos de tempo. Por vezes mede-se também a altura de ascensão capilar. Tal como para a permeabilidade aos gases, o resultado do ensaio depende do estado de humidade do provete.

#### **4.3.1 Ensaios utilizados para determinação da absorção capilar**

O método de ensaio normalizado pela Especificação LNEC E 393 [4.28], com as medições da absorção feitas às 3, 6, 24 e 72 horas, é descrito em pormenor no ponto 6.2.6.

Existem no entanto outros ensaios, entre os quais os mais utilizados, designados por: ensaio *ISAT - Initial Surface Absorption Test*, de absorção inicial na superfície, descrito nas normas britânicas BS 1881, Part 5, 1970 [4.29], e o ensaio de Figg [4.30], normalizado através da Especificação LNEC E 413 [4.31].

No ensaio ISAT, é vedado um placa metálico invertido sobre a superfície do betão, com uma área mínima de 50 cm<sup>3</sup>. Através da placa actua uma coluna de líquido, em geral água, contido num tubo com 20 cm de altura, que é absorvido pelo betão. O prato dispõe de outro tubo ligado a um capilar disposto horizontalmente, à mesma altura. A água absorvida pela superfície do betão, sob pressão de 20 cm, é medida pelo seu movimento ao longo do tubo capilar ligado ao prato. O fluxo que se estabelece dá a velocidade inicial da absorção superficial, normalmente medida a partir do início do ensaio aos 10 minutos, 30 minutos, 1 e 2 horas. Os resultados são expressos em centímetros cúbicos por metro quadrado por segundo.

No ensaio de Figg, é efectuado um furo no betão com cerca de 10 mm de diâmetro e 40 mm de profundidade. Depois de bem limpo, o furo é tapado e coberto com uma borracha de silicone. O furo é preenchido com água a partir de um tubo capilar, sendo medido o tempo que leva o betão a absorver 0.01 cm<sup>3</sup> de água. (ver equação 4.29).

#### **4.4 Permeabilidade aos gases**

A permeabilidade é o fluxo de líquidos ou gases, através do betão, sujeito a uma

pressão. O escoamento capilar poderá ser laminar ou turbulento, dependendo da estrutura porosa do sólido e da viscosidade do meio fluido. Para um regime turbulento o volume do escoamento transportado não é proporcional à pressão.

O coeficiente de permeabilidade é uma característica dos materiais que descreve a permeabilidade de fluidos através de um material poroso, devido à aplicação de uma pressão. O coeficiente de permeabilidade é determinado experimentalmente, sendo o escoamento, normalmente, assumido como sendo laminar [4.32].

Tanto o transporte de gases como o de água e agentes agressivos dissolvidos são importantes. A velocidade e o efeito do transporte são largamente influenciados pela estrutura porosa, fendas, e pelo meio ambiente que envolve a superfície do betão. Entende-se por estrutura porosa a quantidade de poros e a distribuição dos tamanhos dos poros.

A distribuição do tamanho dos poros influencia particularmente a velocidade de transporte. O tamanho dos poros na pasta de cimento abrange várias ordens de grandeza. De acordo com as características originais, os poros podem ser descritos como sendo poros de compactação, poros de ar, poros capilares e poros de gel [4.33], como se ilustra na Figura 4.4. Classificando os poros de uma forma mais geral, aparenta ser mais prático classificá-los em macroporos, poros capilares e microporos. São os poros capilares e os macroporos que têm importância em relação à durabilidade. Em termos gerais, a resistência do betão às influências químicas e físicas são consideravelmente reduzidos com o aumento dos poros capilares [4.33].

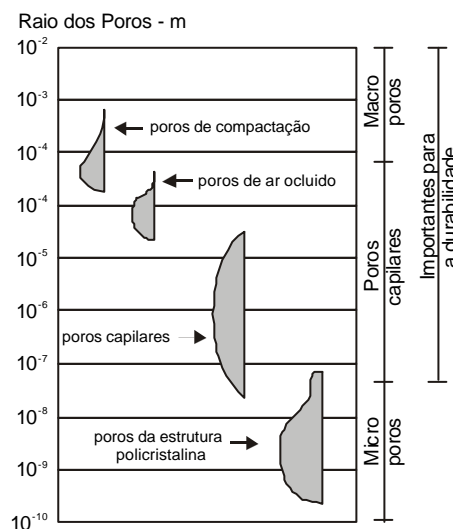


Figura 4.4 - Estrutura porosa do betão [4.34]

O fluxo através de um provete, por um fluido não compressível, tal como a água, pode ser determinado de acordo com a lei de D'Arcy. Contudo, quando o fluido é compressível, tal como o oxigénio, a lei de D'Arcy deve ser modificada para calcular o volume do fluido a determinada pressão média no interior do provete [4.35].

Para gases, a compressibilidade e a viscosidade devem ser considerados de modo a determinar o coeficiente de permeabilidade ( $m^2$ ). Desta forma, a permeabilidade ao gás,  $K_G$ , é dada por:

$$K_G = \frac{2Q \cdot L \cdot h \cdot p_f}{A \cdot (p_1^2 + p_2^2)} \quad (4.12)$$

onde  $h$  = viscosidade do gás ( $Ns/m^2$ );

$Q$  = volume de gás escoamento ( $m^3$ );

$L$  = espessura da secção atravessada (m);

$A$  = área penetrada ( $m^2$ );

$p_f$  = pressão a que o volume  $Q$  é medido ( $N/m^2$ );

$p_1$  = pressão de entrada do gás ( $N/m^2$ );

$p_2$  = pressão de saída do gás ( $N/m^2$ );

A equação 4.12 traduz uma aproximação ao fenómeno real de permeabilidade. A pressão calculada pela expressão é uma média aritmética, enquanto que a distribuição de pressões ao longo do provete não é linear.

Sabendo que a viscosidade do oxigénio a  $20^\circ C$  é de  $2.02 \times 10^{-16}$   $Ns/m^2$ , a permeabilidade aparente do oxigénio pode ser calculada de acordo com a seguinte equação:

$$K_G = \frac{4.04 \cdot Q \cdot L \cdot 10^{-16}}{A \cdot (p_1^2 + p_2^2)} \quad (4.13)$$

A equação 4.13 é unicamente válida para um escoamento laminar. Esta condição não é a dominante para o transporte de gases através do sistema de poros do cimento hidratado, devido à grande gama de diâmetros de poros. Daí que, o coeficiente de permeabilidade tenha sido também definido de acordo com a equação 4.14. Neste caso,  $K_G$  já não é uma propriedade do material mas depende do meio de transporte [4.10]:

$$\bar{K}_G = \frac{Q}{t} \cdot \frac{l}{A} \cdot \frac{\rho}{\rho_1 - \rho_2} \quad (4.14)$$

onde  $\bar{K}_G$  representa o coeficiente de permeabilidade expresso em m<sup>2</sup>/s.

Para o caso de uma pressão variável de entrada, uma teoria para a obtenção da permeabilidade foi elaborada, baseado-se na monitorização da variação da altura da água num tubo capilar, funcionando com manómetro [4.36]. Para uma versão simplificada da teoria, a permeabilidade é dada por:

$$k_G = \frac{\mathbf{h} \cdot \mathbf{s} \cdot \mathbf{L}}{\mathbf{r} \cdot \mathbf{A} \cdot \mathbf{g} \cdot \mathbf{t}} \ln\left(\frac{h_0}{h}\right) \quad (4.15)$$

onde:

- $h$ : altura de água no tubo capilar no instante  $t$ ;
- $h_0$ : altura inicial;
- $s$ : área da secção transversal do tubo capilar;
- $g$ : aceleração da gravidade.

A uma versão completa da teoria, tendo em conta a compressibilidade do ar no equipamento de ensaio, pode ser encontrado na referencia [4.36]. Verifica-se que os resultados calculados com a teoria simplificada são inferiores em 25 % aos valores calculados pela teoria completa [4.37].

A equação similar, para o permeâmetro de altura de queda, onde a pressão decrescente é monitorizado directamente é dada pela seguinte expressão [4.38]:

$$k = \frac{\mathbf{v} \cdot \mathbf{Q} \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{L}}{\mathbf{r} \cdot \mathbf{R} \cdot \mathbf{A} \cdot \mathbf{T} \cdot \mathbf{t}} \ln\left(\frac{P_0}{P}\right) \quad (4.16)$$

onde:

- $w$ : massa molecular do gás em kg/mole;
- $T$ : temperatura absoluta em K;
- $R$ : constante universal dos gases;
- $Q$ : volume de gás sobre pressão em m<sup>3</sup>;
- $P_0$  e  $P$ : pressão no início e no fim do ensaio respectivamente;
- $t$ : duração do ensaio.

Devido ao facto do volume ocupado pelos produtos de hidratação ser cerca de duas vezes a do cimento não hidratado, a permeabilidade decresce abruptamente à medida

que a hidratação continua [4.33]. Numa pasta com maturidade, a permeabilidade é controlada pela discontinuidade dos capilares devido à hidratação [4.39].

A permeabilidade da pasta de cimento é grandemente influenciada pela razão A/C, aumentada de forma significativa para razões superiores a 0.6 [4.39]. À medida que a razão A/C passa de 0.3 para 0.7, a permeabilidade da pasta de cimento aumentará cem vezes [4.33]. Estudos efectuados mostram que a permeabilidade de uma pasta de cimento com uma razão A/C de 0.5 é sensivelmente um quinto de uma pasta similar com razão A/C de 0.65 [4.40].

O objectivo da cura é manter o betão o mais saturado possível, até que os vazios preenchidos de água tenham sido substancialmente reduzidos pelo produto de hidratação do cimento [4.41].

A permeabilidade é um dos factores mais importantes do betão relacionados com a durabilidade. Estabelecendo os caminhos percorridos e a mecânica do escoamento do fluido através do betão, a permeabilidade depende da porosidade e distribuição dos poros, que por sua vez estão relacionados com a cura inicial [4.33].

As diferenças entre os valores de permeabilidade intrínseca medidos recorrendo a gases e líquidos, foram investigadas por Klinkenberg [4.42;4.43], que apresentou uma explicação pelas diferenças nos valores da permeabilidade. Para tal, recorreu à teoria de escorregamento do escoamento de um gás em que, junto das superfícies dos poros, o gás em movimento possui uma velocidade infinita. Como consequência, a quantidade de gás a escoar através de um capilar é maior do que o previsto pela fórmula de Poiseuille [4.42]. A teoria de escorregamento do escoamento de um gás, sugere que o escoamento será afectado pela pressão.

Para relacionar o coeficiente de permeabilidade do gás  $k_G$  com o coeficiente de permeabilidade de um líquido  $k_L$  para uma pressão média, recorre-se à seguinte expressão designada por correcção de Klinkenberg [4.42]:

$$k_L = \frac{k_G}{\left(1 + \frac{b}{p_m}\right)} \quad (4.17)$$

onde:

$k_L$ : é a permeabilidade intrínseca;

$k_G$ : é o coeficiente de permeabilidade em  $m^2$ ;

$P_m$ : é a pressão média da pressão de entrada e pressão de saída;  
 $b$ : constante para determinado gás e betão.

Ao medir a permeabilidade do gás sobre gradientes de pressões diferentes, a permeabilidade intrínseca (a uma pressão infinita) pode ser obtida ajustando os dados à equação acima descrita.

Ao desenhar graficamente  $k_G$  versus  $(1/P_m)$  obtém-se, normalmente, uma linha recta com intersecção em  $k_L$ .

#### 4.4.1 Ensaios utilizados na determinação da permeabilidade aos gases

Existem vários métodos diferentes para medir permeabilidade aos gases, entre os quais se destacam:

**O método Cembureau:** A realização deste ensaio laboratorial encontra-se descrita na especificação LNEC E 392 [4.44] que foi elaborada com base numa recomendação da Cembureau. O ensaio consiste em fazer atravessar o provete de betão por oxigénio a uma pressão variável desde os 1.5 até 3.0 bar, medindo-se o caudal.

O princípio básico é traduzido pela lei de Hagen-Poiseuille para escoamentos laminares e uniformes de fluidos compressíveis através de um corpo poroso e com capilares de pequenas dimensões (igual à Lei de D'Arcy)

Em detrimento do oxigénio pode usar-se o azoto. Convém evitar a utilização do ar para que o betão não se carbonatar, situação que pode ocorrer em ensaios prolongados.

A principal dificuldade na realização deste ensaio reside no pré-condicionamento das amostras, na medida em que, o estado de humidade dos provetes condiciona o fluxo do oxigénio através do betão [4.45]. Como se constata para humidades elevadas, o coeficiente de permeabilidade diminui uma ordem de grandeza.

Dependendo do estado de humidade e da qualidade do betão são correntes os valores do coeficiente de permeabilidade entre  $10^{-17}$  e  $10^{-19}$  m<sup>2</sup>.

**O Permeâmetro de Leeds:** Este ensaio será descrito na secção 6.2.4. [4.46]

**O método de Figg:** Este método [4.47] consiste na retirada de ar do betão, medindo o intervalo de tempo para uma queda de pressão de 1 kPa [4.48]. A queda de pressão e o tempo são expressos linearmente e a inclinação da relação kPa/s é relacionada com a permeabilidade. Quanto menor for a inclinação, maior será o intervalo de tempo, e menor será a permeabilidade.

Neste método, abre-se um furo com 5.5 mm de diâmetro e 30 mm de profundidade. O furo é depois selado com um dispositivo de borracha, através do qual se faz passar uma agulha hipodérmica, a qual permite, através de uma bomba de vácuo, reduzir a pressão no interior do furo para 15 kPa. O tempo que leva a pressão subir para 20 kPa é registado.

O ensaio encontra-se normalizado através da especificação E 413 [4.49], existindo no LNEC um equipamento de Figg modificado, no qual foram introduzidas algumas alterações na geometria dos furos e nas depressões aplicadas, sendo facilitada a realização do ensaio com sinalização automática do valor das pressões relevantes e contagem do tempo.

Como alternativa, pode-se medir apenas o tempo para a pressão passar de 55 kPa para 50 kPa, abaixo da pressão atmosférica, ou calcular um coeficiente de permeabilidade ao ar, designado por AER (velocidade de exclusão do ar), dado pela seguinte fórmula [4.50]:

$$AER = \frac{t_1}{\left[ \frac{55}{50} - V \right] \cdot \frac{52.5}{100}} \quad (4.18)$$

onde:

$t_1$ : tempo medido em s;

V: volume do equipamento, incluindo o volume do furo do ensaio em cm<sup>3</sup>.

A humidade do betão desempenha papel determinante nos resultados dos ensaios, pelo que tal deverá ser tido em atenção na sua interpretação.

**O método de Parrott:** à semelhança do método de Figg, o ensaio realiza-se após a abertura de um furo com 20 mm de diâmetro e 35 mm de profundidade, que se sela com uma bucha expansiva, devendo antes proceder-se à medição da humidade, pois, como se referiu, a permeabilidade ao ar é muito afectada por aquele parâmetro [4.51].



Desta vez, porém, em vez de se criar uma depressão, é aplicada uma sobrepressão, em geral de 0.6 bar, registando-se o tempo necessário para a pressão cair para 0.4 bar, ou lendo-se em alternativa a pressão ao fim de 5 minutos, no caso de betões mais impermeáveis. Em geral, o coeficiente de permeabilidade é calculado por:

$$k_G = \frac{c}{t} \cdot \frac{(p_1 - p_2)}{(p_1 + p_2)} \quad (4.19)$$

onde:

$c$ : constante dependente do volume do ar comprimido ( $252 \times 10^{-16}$  para o equipamento corrente);

$t$ : tempo em segundos;

$p_1, p_2$ : pressões inicial e final.

Este método tem a vantagem, relativamente ao método de Figg, de se poder observar a saída do ar à volta do furo, colocando espuma à superfície do betão, o que permite detectar se o ensaio está a ser correctamente executado e observar a existência de fissuras, que podem originar valores anormais da permeabilidade.

#### **Outros métodos.**

No método desenvolvido por Germann, aplica-se uma sobrepressão na superfície do betão (1 a 4 bar), num círculo com 60 mm de diâmetro, medindo-se num furo situado por baixo, aberto a  $45^\circ$ , a pressão a uma determinada profundidade [4.52].

No ensaio de Schonlin é aplicada uma depressão na superfície do betão, registando-se o tempo necessário para a pressão variar de -50 mbar a -300 mbar; se o betão for de muito boa qualidade, lê-se a variação da pressão ao fim de 2 minutos [4.53].

No método proposto por Torrent existem duas câmaras de vácuo, de modo a evitar que o ar que passa através da superfície do betão, possa interferir no resultado do ensaio. Obtém-se, assim, um fluxo unidireccional na câmara interior, tornando mais fácil o cálculo do coeficiente de permeabilidade. O equipamento possui um sistema que mantém em equilíbrio a pressão nas duas câmaras [4.54].

### **4.5 Permeabilidade aos líquidos**

A permeabilidade é o fluxo de líquidos ou gases, através do betão, sujeitos a uma pressão.

O coeficiente de permeabilidade é uma característica dos materiais que descreve a permeabilidade de fluídos através de um material poroso devido à aplicação de uma pressão. O coeficiente de permeabilidade é determinado experimentalmente, sendo normalmente o escoamento assumido como sendo laminar.

O coeficiente de permeabilidade depende do modo como é medido. Em primeiro lugar o caudal da água que atravessa o espécime sob uma dada pressão não é constante, devido principalmente à acção química da água que, se dissolver o hidróxido de cálcio, provoca um aumento da permeabilidade, e se o não dissolver (caso de água incrustante) faz diminuir o referido coeficiente.

A pressão tem também influência no coeficiente de permeabilidade, pois há certas dimensões de poros ou canais que só se abrem para determinadas pressões. A hidratação do cimento e a expansão da sua pasta dentro da água tem por efeito diminuir a permeabilidade.

A medição da permeabilidade é efectuada por duas vias: em provetes delgados, os quais permitem calcular o coeficiente de permeabilidade com espessuras que não excedem, em geral, 10 cm, ou então em espécimes mais espessos ou betões de pequena permeabilidade, onde em geral se mede a profundidade de penetração da água.

A pequena espessura dos provetes de permeabilidade deve-se à necessidade de evitar, tanto quanto possível, a existência dos patamares de pressão.

O coeficiente de permeabilidade à água poder ser calculado através da equação de D'Arcy quando for atingido o fluxo estacionário através de um provete. Porém, se o betão for pouco poroso pode demorar algumas semanas.

Os ensaios de permeabilidade em laboratório, podem dividir-se em dois grandes grupos:

- o fluxo estacionário da água através do provete;
- medição da profundidade de penetração da água no provete.

Estes métodos baseiam-se na aplicação da lei de D'Arcy. A aplicação da lei de D'Arcy é uma simplificação do problema, pois a pressão da água no interior dos provetes não

tem variação linear, especialmente se a espessura for elevada.

É difícil nos betões de qualidade média ou superior, conseguir-se um fluxo estacionário da água. Para se conseguir medir coeficientes da ordem de  $10^{-16}$  m/s, é necessário usar sistemas onde o provete, com espessura não superior a 60 mm, é previamente saturado no vácuo. Mesmo nestes casos, pode ser necessário esperar mais do que uma semana para se verificar a passagem da água.

Os resultados dos ensaios são afectados pela dimensão do provete, pela pressão aplicada, pelas reacções químicas que podem ter lugar com partículas de cimento não hidratado, e pela presença de ar dissolvido na água, o qual pode reduzir drasticamente a permeabilidade do betão. O efeito de parede dos provetes pode ser minimizado, centrando a passagem da água no meio do provete, tendo a facilidade, relativamente à permeabilidade dos gases, de as amostras serem ensaiadas saturadas (estado higrométrico de mais fácil obtenção).

Em face da dificuldade de se estabelecer um fluxo estacionário, pode-se também avaliar a maior ou menor permeabilidade do betão através de ensaios semelhantes aos anteriores, mas operando com pressões menores e em que se mede a profundidade de penetração da água ou a água absorvida durante o ensaio.

A partir da profundidade de penetração é possível calcular o coeficiente de permeabilidade através da fórmula desenvolvida por Valenta [4.55].

Como referido acima, a medição da permeabilidade pode ser efectuada através de um método de profundidade de penetração da água. Deste modo, o tempo de ensaio é reduzido drasticamente melhorando a capacidade de repetição do ensaio. Nestes casos, é utilizada a equação de Valenta [4.55] que foi deduzida para calcular o coeficiente de permeabilidade à água tendo a seguinte representação formal:

$$k_w = \frac{d_p^2 \cdot d}{2 \cdot h \cdot t} \quad (4.20)$$

em que:

$k_w$ : coeficiente de permeabilidade à água (m/s);

$d_p$ : profundidade de penetração da água (m);

$d$ : porosidade do provete;

$h$ : altura da água (mH<sub>2</sub>O), 1bar = 10.207 mH<sub>2</sub>O;

$t$ : tempo que levou a penetrar à profundidade  $d_p$  (s).

O coeficiente de permeabilidade à água  $k_w$  (m/s) pode também ser calculado de acordo com a equação empírica de D'Arcy [4.56]:

$$k_w = \frac{Q \cdot L}{A \cdot h} \quad (4.21)$$

em que:

$h$  = altura da água (m),

Para converter o coeficiente de permeabilidade à água  $k_w$  em permeabilidade intrínseca  $K_w$  ( $m^2$ ), que é independente das propriedades do líquido, recorre-se à equação 4.10 e a equação fundamental de D'Arcy:

$$K_w = \frac{Q \cdot h \cdot L}{A \cdot (\rho_1 - \rho_2)} \quad (4.22)$$

Para calcular o coeficiente de conversão, as equações 4.10 e 4.11 são combinadas para dar a seguinte expressão:

$$K_w (m^2) = \frac{Q \cdot h \cdot L}{A \cdot h \cdot r \cdot g} = k_w \cdot \frac{h}{r \cdot g} \quad (4.23)$$

onde:

$h$  = viscosidade da água: 1 centipoise =  $10^{-3}$  N.s/m<sup>2</sup> a 20°C;

$r$  = densidade da água: 1000 kg/m<sup>3</sup>;

$g$  = gravidade: 9.81 m/s<sup>2</sup>.

Substituindo estes valores, obtemos o factor de conversão:

$$K_w (m^2) = 1.02 \times 10^{-7} k_w (m/s) \quad (4.24)$$

A capacidade de repetir o ensaio e reproduzir as medições de permeabilidade à água são substancialmente melhoradas pela utilização de indicadores de cores para determinar a fronteira da penetração da água. Os procedimentos mais utilizados nestes processos são [4.34]:

- uma solução de fenolftaleína, que produz uma cor de rosa em contacto com o betão, se este não estiver carbonatado e com pH superior a 9;
- uma solução de cloreto de sódio, que quando pulverizado com nitrato de prata apresenta uma parte mais clara para a profundidade de penetração e uma zona escura para as partes não penetradas do provete.

Os factores de conversão para estas duas soluções são:

$$\text{para fenolftaleína: } K_W \text{ (m}^2\text{)} = 1.3 \times 10^{-7} k_W \text{ (m/s)} \quad (4.25)$$

e

$$\text{para cloreto de sódio: } K_W \text{ (m}^2\text{)} = 1.0 \times 10^{-7} k_W \text{ (m/s)} \quad (4.26)$$

O volume total dos poros, a finura da distribuição dos tamanhos dos poros e o grau de saturação afectam os valores da permeabilidade. A capacidade de repetir o ensaio e reproduzir as medições piora à medida que o grau de saturação se altera, daí que é imperativo que os provetes para ensaio devem estar equilibrados a determinado grau de saturação de modo que os valores obtidos estejam dentro de determinada gama de repetição, que seja aceitável para o ensaio de controlo de qualidade.

Para utilização *in situ*, é difícil manter um escoamento unidimensional. Para o caso de um campo de escoamento elíptico provindo de uma fonte cilíndrica oriunda de um furo no betão, Meletiou *et al.* [4.57] sugerem:

$$k_1 = \frac{Q}{2p.H_0P} \cdot \sinh^{-1} \left( \frac{H_0}{2r_h} \right) \quad (4.27)$$

em que:

$H_0$ : comprimento da secção de ensaio;

$r_h$ : raio do furo de ensaio;

$P$ : pressão aplicada.

Esta equação é válida enquanto se verificar as condições  $r_h < H_0 < 10.r_h$ . Condições que são sempre verificadas nos ensaios de campo desenvolvidos por Meletiou *et al.*

Por vezes, as permeabilidades medidas são expressas nas unidade de m/s em vez de  $m^2$ . Para conversão geral entre estes dois sistemas utiliza-se a seguinte expressão [4.58]:

$$k(m^2) = \frac{k(m/s)h}{rg} \quad (4.28)$$

#### 4.5.1 Ensaios utilizados na determinação da permeabilidade à água

Os ensaios de permeabilidade *in situ* são de certo modo ensaios de absorção capilar, uma vez que é praticamente nula a pressão da água. Os métodos mais vulgarizados são o Initial surface absorption test (ISAT) e o de Figg.

**Ensaio ISAT.** Este ensaio foi desenvolvido por Levitt e vem descrito na norma inglesa BS 1881, Parte 5, de 1970 [4.29]. A quantidade de água absorvida é determinada através do seu movimento no tubo capilar. Ao fim de determinados intervalos de

tempo são realizadas leituras. De acordo com os resultados das leituras efectuadas ao fim dos referidos intervalos de tempo, a permeabilidade do betão é classificada com base numa tabela.

É de notar que o ensaio mede a razão com que a água é absorvida pela superfície do betão, não podendo ser confundido com um ensaio que mede a permeabilidade do betão como um todo.

**O ensaio de Figg:** com uma montagem semelhante à usada para medir a permeabilidade ao ar, pode também ser usado para medir a permeabilidade à água. No ensaio regista-se o tempo necessário para o betão absorver 0,01 ml de água, calculando-se depois a velocidade de absorção da água através da expressão:

$$WAR = \frac{t_2}{10} \cdot 10^3 \quad (4.29)$$

em que:

$t_2$ : tempo necessário para o betão absorver 0.01 cm<sup>3</sup> de água (s).

## 4.6 Difusão

A difusão dos gases, iões e vapores é possível devido à diferença de concentração que existe entre o betão e o meio em contacto com ele, na ausência de gradientes de pressão hidráulica.

A difusão resulta da transferência de massa por movimento aleatório das moléculas livres ou iões, na solução dos poros resultando num fluxo de uma região de maior concentração para uma região de menor concentração da substância difusora.

A quantidade de massa transferida por unidade de área de uma secção,  $J$ , expressa-se através de:

$$J = \frac{dm}{dt} \cdot \frac{1}{A} \quad (4.30)$$

onde:

$J$  = fluxo de massa (g/m<sup>2</sup>s)

$m$  = massa de substância em movimento (g)

$t$  = tempo (s)

$A$  = área (m<sup>2</sup>)

Verifica-se que  $J$ , é proporcional ao gradiente de concentração  $dc/dx$  e ao coeficiente de proporcionalidade designado por coeficiente de difusão  $D$  ( $m^2/s$ ). Esta relação é expressa na primeira lei de Fick da difusão [4.59]:

$$J = -D \cdot \frac{dc}{dx} \quad (4.31)$$

onde:

$D$  = coeficiente de difusão ( $m^2/s$ )

$c$  = concentração ( $g/m^3$ )

$x$  = distância (m)

A velocidade de difusão é medida pelo fluxo  $J$ . A Figura 4.5 ilustra como varia a concentração de um material com a profundidade de penetração.

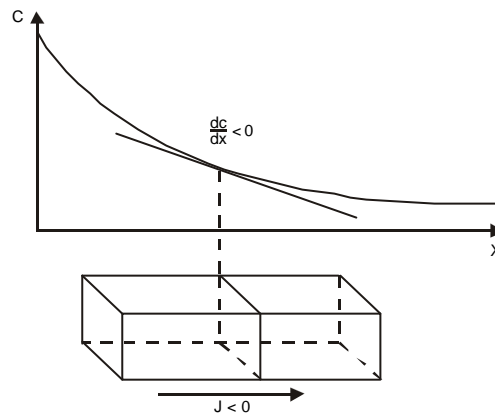


Figura 4.5 - Fluxo de partículas num gradiente [4.60].

Nos processos controlados pela difusão, Einstein [4.60] considera o movimento de um átomo ou partícula num gradiente unidimensional de concentração. A partir da Figura 4.6, admite-se duas regiões adjacentes 1 e 2, com concentrações médias  $c_1$  e  $c_2$  diferentes.

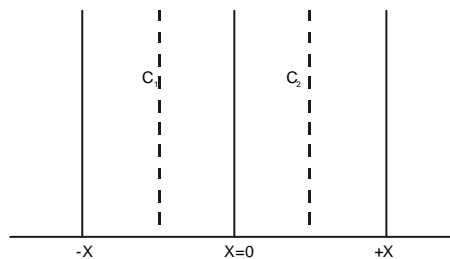


Figura 4.6 - Representação esquemática da difusão de partículas através de uma superfície ( $x=0$ ) a partir de dois compartimentos com concentrações médias  $c_1$  e  $c_2$  [4.59].

Para determinado intervalo de tempo  $t$ , a mudança de coordenada média de uma molécula é  $x$ . Assim, metade de todas as moléculas na região 1 atravessam o plano  $x$

= 0. Se  $A$  for a área da secção transversal da região,  $A \cdot x$  será o volume e o fluxo será  $c_1 \cdot A \cdot x / 2$ . Na região 2,  $c_2 \cdot A \cdot x / 2$  moléculas atravessarão  $x = 0$  no tempo  $t$ , de modo que a quantidade total de moléculas a atravessarem a plano  $x = 0$  na direcção positiva por unidade de área é:

$$Jt = (c_2 - c_1) \cdot \frac{x}{2} \quad (4.32)$$

onde  $J$  é o fluxo por unidade de área e tempo. Para pequenos valores de  $x$ , poder-se-á considerar que:

$$\frac{dc}{dx} \approx \frac{(c_2 - c_1)}{x} \quad (4.33)$$

daí que:

$$J = -\frac{x^2}{2t} \cdot \frac{dc}{dx} \quad (4.34)$$

Comparando a equação 4.33 com a equação 4.30, verifica-se que:

$$x^2 = 2 \cdot D \cdot t \quad (4.35)$$

Assim, em reacções controladas pela difusão, espera-se uma progressão linear de penetração do produto proporcional à raiz quadrada do tempo, como por exemplo, o fenómeno da carbonatação.

Nos sólidos, a característica da propriedade do material  $D$  descreve a capacidade de transferência de determinada substância.

Em muitos casos, vários mecanismos de transporte actuam simultaneamente. Contudo, a lei de *Fick* ainda é aplicável para explicar o conjunto dos fenómenos de transporte. Um gradiente de concentração é considerado como sendo a força motriz comum. O coeficiente de difusão  $D$ , contudo, poderá depender fortemente da concentração local  $c$  de iões livres ou moléculas. Em sólidos heterogéneos  $D$  poderá depender da localização ( $x$ ).

Para os materiais em envelhecimento,  $D$  depende do tempo  $t$ , e em todos os casos a difusão é influenciada pela temperatura  $T$ . Daí que, o coeficiente de difusão é função de diferentes variáveis

$$D = f(c, x, t, T) \quad (4.36)$$

Para processos de difusão transiente, a equação de 4.37 descreve a alteração de concentração num volume unitário com o tempo. Esta equação é designada como a segunda lei de *Fick* da difusão:



$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (4.37)$$

sendo  $D$  constante ou função de diferentes variáveis.

Em casos simples, no que diz respeito à geometria e às condições de fronteira a bem como o coeficiente de difusão  $D$  (sendo constante), existem soluções para a equação 4.36.

Se as condições de fronteira forem especificadas como sendo  $c = c_0$ , para  $x = 0$  e  $t > 0$ , e a condição inicial como sendo  $c = 0$  para  $x > 0$  e  $t = 0$ , uma solução da equação 4.36 é dada por:

$$c = c_0 \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (4.38)$$

Onde  $\operatorname{erf}$  é a função de erro. Se os dados experimentais de  $c$  vs  $x$  no instante  $t$  forem conhecidos, então o coeficiente de difusão  $D$  pode ser determinado a partir da equação 4.38 por aproximações sucessivas até ao melhor ajuste, por exemplo, de acordo com o método dos mínimos quadrados.

Esta expressão é usualmente utilizada nos métodos laboratoriais baseados na difusão natural, em condições não estacionárias, para a determinação do coeficiente de difusão dos cloretos no betão ou, na determinação dos coeficientes de difusão dos betões retirados das estruturas sujeitas à agressividade ambiental.

De forma a ter em conta o efeito bidimensional da difusão no betão, a 2ª Lei de Fick necessita de uma pequena modificação, equação 4.39, sendo a solução dada pela equação 4.40 [4.61, 4.62]:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \left( \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} \right) \quad (4.39)$$

$$c(x, y, t) = c_0 \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \operatorname{erf} \left( \frac{y}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (4.40)$$

De reparar que na 2ª Lei de Fick, o termo  $\partial^2 c / \partial y^2$  é o factor adicional para ter em conta a difusão no plano lateral à profundidade.

Convém referir que as Leis de Fick da difusão são adequadas para estudar apenas a

difusão de sistemas em que não há interação química ou uma absorção física. Para soluções iônicas mesmo a baixas concentrações existe interação iônica, que reduz o potencial químico e a força de transporte das espécies em difusão.

A substância difusora poderá ser parcialmente imobilizada. A equação de equilíbrio, equação 4.41, deverá ser ajustada, de modo a incluir este fenómeno [4.58].

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - s \quad (4.41)$$

em que  $s$  é a quantidade de material imobilizado por unidade de tempo.

A capacidade fixante do material penetrante poderá ser variável função de diferentes parâmetros. Poderá depender da concentração local da substância difusora, como é o caso de cloro diluído em água, e depender da temperatura.

Uma vez que a capacidade fixante é governada pela composição química da estrutura porosa dos sólidos penetrados, a capacidade penetrante, poderá alterar se houver modificações do material penetrado, por exemplo, devido à carbonatação. Daí que, a imobilização  $s$ , é função de diferente variáveis.

A imobilização do material difusor é de importância considerável na determinação experimental do coeficiente de difusão. Enquanto que a capacidade fixante do provete de ensaio não estiver terminado, o fluxo de material difusor será baixo. Neste caso, o coeficiente de difusão do material é subestimado. Isto resultará em estimativas erróneas. Nos casos em que a imobilização  $s$  é tida em conta, um coeficiente aparente de difusão poderá ser deduzido a partir de experiências, que dependerão, então, do tempo.

Para estruturas de betão armado, o ingresso de iões de cloro é um dos problemas de transporte mais importantes associados à imobilização do ião de cloro difusor.

Entre os fenómenos de degradação do betão que dependem parcialmente ou totalmente da difusão, encontram-se a carbonatação, o ataque de sulfatos, e o ataque de cloretos.

O fenómeno de corrosão das armaduras é o que mais influencia a durabilidade do betão armado, portanto, existem muitos estudos efectuados sobre a difusão do ião cloreto no betão.

Para estudar o fenómeno da difusão, recorre-se a métodos de difusão e de migração. A migração será tratada na secção 4.7. Em cada um destes métodos, os ensaios podem ser estacionários ou não estacionários, dependendo se for alcançado um regime estacionário de movimento de partículas em difusão através do provete, ou não.

#### 4.6.1 Ensaio em regime não estacionário

**Ensaio de Imersão.** Os métodos mais comuns para determinar a difusão dos cloretos no betão, baseiam-se na imersão de provetes de betão numa solução salina. Após um dado tempo de exposição, determina-se o perfil de penetração dos cloretos analisando o betão em causa, a várias profundidades, a partir do qual se calcula o coeficiente de difusão efectiva,  $D_{NS}$ , com base da segunda Lei de Fick, equação 4.42.

$$C(x, t) = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{NS} \cdot t}} \right) \quad (4.42)$$

Quanto mais permeável for o betão, maior será a dispersão dos resultados [4.63]. O coeficiente de difusão determinado por este meio é, em princípio, variável com o tempo de duração do ensaio, em consequência da possibilidade de combinação dos cloretos na pasta cimentícia e com o tipo de solução salina utilizada. Se for utilizada água do mar, dependerá ainda do eventual bloqueamento dos poros por precipitação dos carbonatos e da brucite [4.64].

Uma das desvantagens destes métodos é a grande duração do ensaio. Na tentativa de reduzir o tempo de ensaio podem utilizar-se soluções de concentração elevada, tendo contudo em atenção, que a Lei de Fick pode deixar de ser válida devido ao efeito de interacção iónica. Pode também proceder-se a exposições alternadas de imersão e secagem, mas neste caso, os mecanismos de absorção capilar devem ser tidos em conta. A especificação do LNEC estabelece o procedimento adequado para o ensaio acelerado [4.64].

O método tem a vantagem de se poder aplicar *in situ* nas estruturas de betão. São retiradas amostras perfuradas, a profundidades predeterminadas, normal à superfície de exposição. Convém referir que o coeficiente determinado não se refere a um período especial mas sim a todo o historial de exposição do betão [4.65].

Finalmente, pode introduzir-se um campo eléctrico externo para acelerar a penetração de cloretos. Contudo é um mecanismo de migração e não de difusão.

#### 4.6.2 Ensaio em regime estacionário.

**O ensaio da célula de difusão:** é o método mais divulgado e baseia-se na utilização das células de difusão, as quais começaram a ser utilizadas por Page [4.66].

As células de difusão são um método alternativo de investigar a difusão de iões, permitindo uma interpretação mais linear, envolvendo a colocação de uma fatia fina de betão entre duas soluções, uma com iões, a montante, e a outra neutra, a jusante. A concentração de iões na célula a montante é controlada no tempo. Quando se verifica o regime estacionário de passagem de iões, o coeficiente de difusão pode ser calculado recorrendo à primeira lei de Fick.

Recentemente, outros autores utilizaram o mesmo tipo de células mas com introdução de agitação em ambos os lados da célula para evitar a formação de gradientes de concentração na interface betão-solução [4.63].

Neste tipo de células um dos compartimentos é cheio com solução de cloreto de sódio em hidróxido de cálcio saturado, com concentração conhecida, normalmente 3%, e o outro compartimento com solução saturada de hidróxido de cálcio. A concentração da solução em cloretos no segundo compartimento, é medida regularmente. Com base nestas medidas e na equação seguinte, determina-se o coeficiente efectivo de difusão:

$$C_2 = \frac{D_{EFF} \cdot A \cdot C_1 \cdot t}{V \cdot L} \quad (4.43)$$

em que,

$C_1, C_2$ : concentração de cloretos nos compartimentos 1 e 2;

$D_{EFF}$ : coeficiente de difusão efectivo de cloretos;

$V$ : volume do compartimento 2;

$L$ : espessura do provete de betão;

$A$ : área do provete;

$t$ : tempo de ensaio.

#### 4.7 Migração

A migração consiste no transporte de iões num electrólito devido à acção de um campo eléctrico. A aplicação do campo eléctrico acelera o processo de difusão dos iões. Num campo eléctrico, iões positivos deslocar-se-ão preferencialmente para o eléctrodo negativo e iões negativos para o eléctrodo positivo.

É questionável se o desempenho a longo prazo pode ser previsto com base em resultados de experiências de curta duração. Possivelmente, essas experiências poderão apenas ajudar a quantificar diferenças entre os betões, em vez de prever com precisão, o desempenho do betão.

A migração pode gerar uma diferença de concentração numa solução homogénea, ou, poderá provocar um fluxo de espécies na direcção do gradiente de concentração.

Sendo o fluxo de iões orientado por um campo eléctrico externo, os iões mover-se-ão no sentido oposto à carga dos eléctrodos, originando um fluxo de corrente ou migração. A força eléctrica, actuante num ião, é igual à carga do ião vezes o campo eléctrico nesse ponto [4.67], isto é,

$$F_d = Z_i \cdot e_o \cdot E \quad (4.44)$$

em que:

$F_d$ : força de condução;

$Z_i$ : valência do ião;

$e_o$ : carga do electrão;

$E$ : campo eléctrico.

Quando o campo eléctrico é suficiente para vencer a resistência do meio ao movimento dos iões, a velocidade de transporte dos iões em estado estacionário ( $V_d$ ) é proporcional à força de condução ( $F$ ), sendo portanto o fluxo de iões proporcional ao campo eléctrico aplicado,

$$\text{Fluxo} \propto F_d \propto V_d \propto E \quad (4.45)$$

A velocidade de transporte,  $V_d$ , de uma espécie iónica quando sujeita a uma força de condução, depende também da sua mobilidade, e pode ser determinado através da expressão:

$$m_{bs} = \frac{V_d}{F_d} \quad (4.46)$$

em que:

$m_{abs}$ : mobilidade absoluta;

$V_d$ : velocidade;

$F_d$ : força de condução.

A força de condução,  $F$ , pode ser de natureza química, devido a um gradiente de concentração, ou eléctrica, originada por um campo eléctrico externo. Nestas condições, o fluxo iónico é consequência da acção das diferentes forças de condução, sendo a lei geral que governa a transferência da massa em electrólitos dada pela equação de Nerst-Plank [4.68], composta por três termos (parcelas):

$$\text{Fluxo} = \text{difusão} + \text{migração} + \text{convecção} \quad (4.47)$$

$$J = D \cdot \frac{dC}{dx} + \frac{ZF}{RT} \cdot DC \cdot \frac{dE}{dx} + CV_e \quad (4.48)$$

em que:

$J$ : fluxo de massa ( $\text{g}/\text{m}^2$ );

$D$ : coeficiente de difusão ( $\text{m}^2/\text{s}$ );

$C$ : concentração ( $\text{g}/\text{m}^3$ );

$x$ : distância (m);

$Z$ : carga eléctrica;

$F$ : constante de Faraday ( $\text{J}/\text{V} \cdot \text{mol}$ );

$R$ : constante dos gases ( $\text{J}/\text{mol} \cdot \text{K}$ );

$T$ : temperatura absoluta (K);

$E$ : potencial eléctrico (V);

$V_e$ : velocidade da solução (m/s).

Considerando que a convecção não é relevante nos poros do betão e que o termo difusão pode ser desprezado devido ao elevado valor da voltagem aplicada, o coeficiente de difusão efectivo pode ser calculado em condições de estado estacionário pela expressão [4.69]:

$$D_{EFF} = \frac{J \cdot R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot C \cdot g \cdot \Delta E} \quad (4.49)$$

em que

$g$ : coeficiente de actividade;

$L$ : espessura do provete de betão;

$J$ : fluxo de cloretos.

Esta equação geral afirma que o movimento de espécies carregadas num electrólito resulta da soma do componente da difusão do gradiente de concentração, do componente de migração devido aos gradientes potenciais, e do fluxo do próprio electrólito (sucção capilar, permeabilidade, etc.)

Assumindo um fluxo estacionário de iões e desde que não haja convecção do ião devido ao movimento do electrólito permite o cálculo do coeficiente da difusão.

A aplicação directa desta equação ao betão é difícil porque a solução nos poros, é poli-electrólito de elevada resistência iónica. Contudo, pode ser aplicada, se forem efectuadas algumas simplificações.

Para se estudar o fenómeno da migração, os ensaios utilizados podem ser estacionários ou não estacionários, dependendo, se for alcançado um regime estacionário de movimento de partículas em difusão através do provete, ou não.

Os coeficiente de difusão de ensaios não estacionários ( $D_{NS}$ ) possuem a mesma ordem de grandeza que os coeficientes resultantes dos ensaios de difusão naturais. Contudo, uma vez que não se conhece até que ponto os ensaios de difusão reproduzem as condições reais, conclui-se que os resultados da difusão e da migração apenas terão uma função comparativa [4.63].

#### **4.7.1 Ensaio em regime não estacionário.**

**Ensaio Coulomb.** Nos anos 80 foi introduzido nos USA um ensaio rápido de permeabilidade aos cloretos, AASHTO T 277-83 [4.71], desenvolvido por Whiting e recentemente adoptado como método ASTM C-1202 [4.72]. Neste ensaio mede-se a carga eléctrica que passa através do betão, num dado período de tempo (6 horas), sob um potencial de 60 V, a qual depende do tipo e da quantidade de iões presentes. Este ensaio não dá apenas informação acerca do fluxo de cloretos ou da sua mobilidade através do betão, mas também, de todos os iões presentes. Whiting atribuiu a escala de correlação entre a carga transferida e a permeabilidade dos cloretos e outros iões em betões com diferentes relações A/C, que a seguir se indica (Tabela 4.1):

Tabela 4.1 - Classificação da penetração de cloretos em função de Q e da razão A/C.

Carga - Q [C]	Penetração de Cloretos	Relação A/C
> 4000	Elevada	> 0.6
> 2000 e < 4000	Média	>0.4 e < 0.60
> 1000 e < 2000	Baixa	< 0.4
> 100 e <1000	Muito Baixa	Betão com selante
< 100	Desprezável	Betão de polímeros

Há autores [4.73] que têm estabelecido relações empíricas entre a carga transferida no ensaio AASHTO (Q) e o coeficiente de difusão (D) dos betões com diferentes tipos de cimento, como a que a seguir se indica,

$$D = 0.0103 \cdot 10^{-8} \cdot Q^{0.84} \quad (4.50)$$

Este ensaio não permite determinar um coeficiente de difusão. Apenas é possível determinar a quantidade de electricidade total, ou carga eléctrica total Q (expressa em Coulombs), que atravessou o provete durante as seis horas.

O parâmetro determinado depende na realidade da mobilidade de todos os iões na solução intersticial e das reacções que se produzem junto dos eléctrodos, em particular, na presença de um campo eléctrico forte.

Os coeficientes de difusão podem ser calculados ajustando os perfis de concentração à equação acima indicada, ou introduzindo os valores de resistividade, ou ainda pela introdução da carga total (coulomb) na equação Nerst-Einstein.

A partir da equação Nerst-Einstein (resistividade AC - em células de difusão), o coeficiente efectivo de difusão pode ser calculado uma vez que a equação apenas é válida se os iões se difundirem em estado estacionário sem reagir. A equação é:

$$D_{eff} = \frac{RT}{nF^2} \cdot \frac{I}{r} \cdot \frac{t_{Cl}}{cgZ} \quad (4.51)$$

**Ensaio de Índice PD.** Dhir [4.74] desenvolveu um ensaio no qual o fluxo de cloretos em estado não estacionário, sob um potencial de 10 V, é relacionado empiricamente com o coeficiente de difusão do betão, através da 1ª Lei de Fick. A equação que permite determinar o fluxo de iões de cloretos, J, é a seguinte:



$$J = D_{PD} \cdot \frac{C_1 - C_2}{L} \quad (4.52)$$

em que:

$D_{PD}$ : constante que compreende o coeficiente de difusão;

$C_1, C_2$ : concentração de cloretos no lado 1 e 2 da célula;

$L$ : espessura do provete.

**CTH.** Na Suécia foi recentemente desenvolvido um método acelerado para aplicação de 30 V [4.75], na qual se pode determinar a penetração de cloretos ou o perfil, e a partir destes, calcular o coeficiente de difusão de cloretos pela equação.

Considerando a penetração uni-direccional dos iões de cloretos sob potenciais químicos e eléctricos, e assumindo que o fluxo dos iões de cloro através do material é a soma dos dois processos, difusão e migração, pode calcular-se uma Lei de Fick modificada [4.76]:

$$J = -D \left( \frac{\partial c}{\partial x} - \frac{zFU}{RTL} c \right) \quad (4.53)$$

Para um processo que dependa do tempo, se  $D$  for constante tem-se [4.77]:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = - \frac{\partial J}{\partial x} = D \left( \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - \frac{zFU}{RTL} \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (4.54)$$

No caso de um processo em estado/regime não estacionário, a solução analítica para as condições de fronteira semi-infinitas é [4.76]:

$$c = \frac{c_0}{2} \left[ e^{ax} \cdot \operatorname{erfc} \left( \frac{x + aDt}{2\sqrt{Dt}} \right) + \operatorname{erfc} \left( \frac{x - aDt}{2\sqrt{Dt}} \right) \right] \quad (4.55)$$

Onde  $a = zFU/RTL$  e  $\operatorname{erfc}$  é o complemento à função erro  $\operatorname{erf}$ ,  $\operatorname{erfc} = (1 - \operatorname{erf})$ . Quando o campo eléctrico  $U/L$  é suficientemente grande e a profundidade de penetração  $x_d$  suficiente ( $x_d > aDt$ ), o termo

$$e^{ax} \cdot \operatorname{erfc} \left( \frac{x + aDt}{2\sqrt{Dt}} \right) \text{ tende para zero e} \quad (4.56)$$

a equação (4.55) transforma-se em [4.77]:

$$c_d = \frac{c_0}{2} \cdot \operatorname{erfc} \left( \frac{x - aDt}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad (4.57)$$

ou

$$\frac{x - aDt}{2\sqrt{Dt}} = \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{2c_d}{c_0} \right) \quad (4.58)$$

onde  $c_d$  é a concentração dos iões para a qual há alteração da cor quando efectuando

um método colorimétrico para medir  $x_d$ , e  $\text{erf}^{-1}$  é o inverso da função erro. Tomando para  $\xi$  os valores de

$$\text{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_0}\right) \quad (4.59)$$

a equação 4.58 pode ser reescrita sob a seguinte forma [4.77]:

$$(\sqrt{D})^2 + \frac{2x}{a\sqrt{t}}\sqrt{D} - \frac{x_d}{at} = 0 \quad (4.60)$$

Resolvendo a equação em função do coeficiente de difusão obtém-se [4.77]:

$$D = \frac{1}{at} \left( \frac{2x^2}{a} + x_d - \frac{2x}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{x^2}{a} + x_d} \right) \quad (4.61)$$

De acordo com um estudo efectuado por Otsuki *et al* [4.78], verifica-se alteração da cor do nitrato de prata para uma concentração de cloro livre,  $c_d$ , de cerca de 0.15% por peso de cimento. O valor de  $x$  não sofre grandes variações com a variação da concentração. Assim, se consideramos um factor de condensação de 2, à profundidade de  $x_d$ , a concentração de iões de cloro livres poderá ser  $c_d \approx 0.07$  N. Para valores diferentes de  $c_0$ , os valores de

$$\text{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2 \cdot 0.07}{c_0}\right) \quad (4.62)$$

estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Valores de  $\xi$  [4.77]

$c_0$ [N]	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	5.0
$\xi$	0.764	1.044	1.187	1.281	1.351	1.407	1.452	1.491	1.554

Em condições laboratoriais normais ( $T=295$  K,  $U=30.0$  V,  $L=0.05$  m), o parâmetro  $\alpha a$  possui um valor de  $23600$  m<sup>-1</sup>, muito superior ao valor de  $x^2$ . A equação 4.61 pode ser simplificada para [4.77]:

$$D = \frac{1}{at} \left( x_d - \frac{2x}{\sqrt{a}} \sqrt{x_d} \right) \quad (4.63)$$

ou

$$D = \frac{RTL}{zFU} \cdot \frac{x_d - \alpha x_d^{0.5}}{t} \quad (4.64)$$

onde  $a$  pode ser interpretado como sendo uma constante de laboratório,

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{RTL}{zFU} \cdot \text{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2c_d}{c_0}\right)} \quad (4.65)$$

A equação (4.64) é a equação final utilizada para avaliar o coeficiente de difusão  $D$

para um processo em estado não estacionário.

**Streicher e Alexander.** Os autores [4.79] desenvolveram recentemente outro tipo de método semelhante ao ensaio AASHTO T277 mas baseado apenas na medida da condutividade inicial do betão, quando sujeito a um campo eléctrico de 10 V. É um ensaio muito rápido [4.70]. Neste ensaio a condutividade é calculada através da medição da corrente que passa na célula.

**Andrade e Whiting.** Os autores também realizaram um ensaio que ao fim de algumas horas (em geral 48) determina-se o perfil de penetração de cloretos no betão, com base na 2ª Lei de Fick e tendo em conta a relação ente o coeficiente de difusão e o de migração, determina-se o coeficiente de difusão.

Andrade propõe outro método baseado na relação dos perfis de concentração com uma equação de cálculo do coeficiente análogo, de modo a obter um coeficiente acelerado,  $D_{MIG}$ . O calculo de  $D_{NS}$  é efectuado por um factor de correcção que depende da d.d.p. aplicado, e o comprimento do provete [4.80].

O coeficiente é baseado na relação dos perfis de concentração com uma equação de cálculo do coeficiente análogo de modo a obter um coeficiente acelerado,  $D_{MIG}$ .

$$C(x, t) = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{MIG} \cdot t}} \right) \quad (4.67)$$

Com  $D_{MIG}$ , o coeficiente de difusão  $D_{NS}$  é obtida com a seguinte expressão:

$$D_{NS} = \frac{RT}{zF} \cdot D_{MIG} \cdot \frac{\ln(I^2)}{\Delta V} \quad (4.68)$$

onde  $t$  representa a duração do ensaio em segundos

Para calcular o  $D_{NS}$ , determinar o tempo necessário para o cloro atravessar um disco de betão. O calculo do  $D_{MIG}$  pode também ser efectuado com uma equação de *lag-time* aplicado à frente de penetração determinado por um método colormétrico:

$$D_{NS} = \frac{l^2}{6 \cdot t_l} \quad (4.69)$$

onde  $t_l$  = time-lag.

A equação foi alterada de modo a assimilar o tempo relacionado com a mudança de

cor na profundidade de penetração e o comprimento do provete no ensaio de migração.

$$D_{MIG} = \frac{X_d^2}{6.t} \quad (4.70)$$

O  $D_{NS}$  é depois calculada com a equação 4.68.

#### 4.1.6.2 Ensaio em regime estacionário.

**Nordtest.** Na Noruega um ensaio semelhante ao AASHTO T277 mas em condições estacionarias foi introduzido nos anos 80 e aceite como método de ensaio Nórdico [4.81]. Neste método, utiliza-se uma voltagem de 12 V e regista-se a migração de cloretos em estado estacionário. No final calcula-se a permeabilidade aos cloretos, K. O parâmetro K é um parâmetro de qualidade empírica fortemente dependente das condições de ensaio utilizadas. A velocidade de penetração de cloretos depende do valor da voltagem aplicada, da temperatura, e da concentração de cloretos.

**Andrade.** Andrade [4.82] desenvolveu um método de migração em que o arranjo experimental é semelhante ao AASHTO T-277 com base no qual calcula os coeficientes de difusão, usando a equação de Nernst-Planck. Estudos comparativos entre estes ensaios de migração e de difusão natural revelaram que os coeficientes de difusão obtidos nos ensaios de migração são em geral menores que os coeficientes obtidos nos ensaios de difusão. A mesma conclusão tem sido obtida em estudos realizados pelo LNEC utilizando diferentes tipos de betão.

A difusão (aparente) dos iões de cloro em provetes de betão é determinada em regime estacionária a partir da migração do cloro sobre um campo electrico fraco. Exprime-se a partir da equação de Nerst-Planck, sendo negligenciavel o fluxo de difusão e de convecção (apenas surtem efeito a partir de 10 V).

A solução rigorosa da equação Nernst-Planck em condições estacionárias dada pela equação:

$$\frac{t}{t_{diff}} = \frac{6}{v^2} \left[ v \cdot \coth \frac{v}{2} - 2 \right] \quad (4.71)$$

A solução matemática permite o cálculo do tempo que demoraria ao cloro, num ensaio de difusão natural atingir a mesma profundidade que durante o ensaio de migração.

Utilizando o tempo “equivalente”, obtém-se  $D_{NS}$  directamente a partir de:

$$D_{NS} = \frac{x_d^2}{6 \cdot t_{dif}} \quad (4.72)$$

onde  $t_{dif}$  = tempo equivalente a  $t$  se não fosse aplicado campo eléctrico

Diferenças de potencial maiores permitem um transporte maior e uma fixação de cloro menor. Quanto mais permeável é o betão, menor é o coeficiente de difusão calculado pela migração, quando comparado com os coeficiente de difusão natural.

O cálculo do  $D_S$  a partir de valores de resistividade (equação de Nernst-Einstein modificada) ou a partir da equação de Nernst-Planck modificada, dão origem a valores que não podem ser utilizados directamente na previsão da vida útil ou na duração do período de iniciação. Por outro lado,  $D_{NS}$  obtido a partir de ensaios que tem em conta explicitamente a fixação do cloro, pode ser utilizado na previsão, desde que outros factores sejam tidos em conta (idade, concentração de cloro externo) [4.83].

## 4.8 Bibliografia - Capítulo 4

- [4.01] *Kropp, J.; Hilsdorf, H.K.; (1995); Performance criteria for concrete durability. E&FN SPON, London.*
- [4.02] *Parrott, L.J.; (1990); Carbonation, corrosion and standardization. Proceedings of International Conference, Dundee, Scotland, pp. 1009-1023.*
- [4.03] *Buenfeld, N. R.; Okundi, E.; (1998), Effect of cement content on transport properties in concrete. Magazine of Concrete Research, 50 (4), , pp.339-351.*
- [4.04] *Sarja, A.; Vesikari, E.; (Editors) (1996), Durability design of concrete structures. RILEM Report 14, E&FN Spon, CRC Press, Ottawa, 165 pp.*
- [4.05] *Murata, J.; (1965); Studies on the permeability of concrete. Bull. RILEM, Materials Construction, Essais Rech., nº 29, 12 pp. *citado de [4.08]**
- [4.06] E 395 (1993) - Betões: Determinação da absorção de água por imersão - Ensaio no vácuo. LNEC. Portugal.
- [4.07] E 394 (1993) - Betões: Determinação da absorção de água por imersão - Ensaio à pressão atmosférica. LNEC. Portugal.
- [4.08] Coutinho, A.S.; Gonçalves, A.; (1994); *Fabrico e propriedades do betão*. LNEC, Lisboa, Vol.III, 368 pp.
- [4.09] *Powers, T.C.; Copeland, L.E.; et al (1954); Permeability of Portland cement paste. Journal of American Concrete Institute, 51., pp. 285-298. *citado de [4.10]*.*
- [4.10] *Neville, A.M.; Brooks, J.J.; (1997); Concrete technology. Longman, England, 438 pp.*
- [4.11] LNEC, *Especificação E413*
- [4.12] LNEC, *Especificação E392*
- [4.13] LNEC, *Especificação E393*
- [4.14] *Wilson, M.A.; Carter, M.A.; et al (1999); British Standard and RILEM water absorption tests: A critical evaluation. Materials and Structure, Vol. 32, October, pp.571-578.*
- [4.15] *Philip, J.R.; (1969); Theory of infiltration. Advances in Hydroscience 5, pp215-296. *citado de [4.14]**
- [4.16] *Gummerson, R.J.; Hall, C.; et al (1980); Water movement in porous building materials. Hydraulic suction and sorptivity of brick and other masonry materials. Bldg. Environment, 15, pp.101-108. *citado [4.14]**
- [4.17] *Hall, C.; (1989); The water sorptivity of mortars and concretes: a review. Magazine of Concrete Research, 41, pp.51-61. *citado [4.14]**
- [4.18] *Hall, C.; Hoff, W.D.; et al (1983); The sorptivity of brick: dependence on initial water content. Journal of Physics D, Applied Physics 16, pp.1875-1880. *citado [4.14]**
- [4.19] *Hall, C.; Kam Ming Tse, T.; (1986); Water movement in porous building materials - VII. The sorptivity of mortars. Bldg. Environment, 21, pp.101-108. *citado [4.14]**
- [4.20] *Martys, N. S. (1999), Diffusion in partially-saturated porous materials. Material and Structures, RILEM, October, Vol. 32, nº222, pp. 555-562.*
- [4.21] *Parrott, L. J. (1994), Moisture conditioning and transport properties of concrete test specimens. Materials and Structures, RILEM, Vol. 27, pp. 460-468.*
- [4.22] *Ho, D.W.; Lewis, R.K.; (1987), The water sorptivity of concretes: The influence of constituents under continuous curing. Durability of Building Materials, 4, pp. 241-252. *citado de [4.17]**
- [4.23] *Sosoro, M.; (1998); Transport of organic fluids through concrete. Materials and Structures, 31, pp. 162-169. *citado de [4.17]**
- [4.24] *Hall, C; Yau, M.H.; (1987); Water movment in porous building mateirlas. - IX The water absorption and sorptivity of concrete. Building Environment, 22, pp. 77-82. *citado de [4.17]**
- [4.25] *Martys, N.S.; Ferraris, C.F.; (1997); Capillary transport in mortars and concrete. Cement and Concrete Research, 27 (5), pp. 747-760. *citado de [4.17]**
- [4.26] *Hall, C.; (1994); Barrier performance of concrete: A review of fluid transport theory. Materials and Structures, 27, pp. 291-306. *citado de [4.17]**
- [4.27] *Wilson, M. A.; Taylor, S. C.; et al (1998), The initial surface absorption test (ISAT): an analytical approach. Magazine of Concrete Research, June, Vol. 50, nº2, pp. 179-186.*
- [4.28] *L'Hermite, R.; Feret, L.; (1943); Essais et recherches sur les pierres de taille. Ann. Ist. Tech. Bat. Trav. Publ. Circ Série D, Nº6.*
- [4.29] *BS 1881:Part 5: 1970 - Initial surface absorption test.*
- [4.30] *Figg, J.W.; (1973); Method for measuring the air and water permeability of concrete. Mag. of Concrete Research, vol 25, nº85. *citado de [4.08]**
- [4.31] LNEC, *Especificação E413-1993, "Betões- Determinação da Permeabilidade ao Ar e àÁgua. Método de Figg", (1993).*
- [4.32] *Helmuth, R.A.; (1960); Capillary size restrictions on ice formation in hardened Portland cement pastes. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC, pp.855-869. *citado de [4.09]**
- [4.33] *Gaafar, B.A.; (1995) The effect of environmental curing conditions on the gas and water permeability of concrete. Doctoral Thesis. University of Leeds.*

- [4.34] Setzer (1970); Durable Concrete Structures. CEB-1992. 112 pp.
- [4.35] Grube, H; Lawrence, C.D.; (1984); Permeability of concrete to oxygen. Proc. RILEM Seminar on Durability of Concrete Structures under normal outdoor exposure. Hanover, pp. 68-79. *citado de [3.34]*
- [4.36] Yssorche, M. P.; Bigas, J. P.; et al (1995), Mesure de la perméabilité à l'air des bétons au moyen d'un perméamètre à charge variable, Materials and Structures, RILEM, Vol. 28, pp. 401-405.
- [4.37] Bentz, D.P.; Clifton, J.R.; et al (1999); Transport properties and durability of concrete: Literature review and research plan. NISTIR 6395, NIST, Maryland, 41 pp.
- [4.38] Ballim, Y.; (1991); A low cost, falling head permeator for measuring concrete gas permeability. Concrete Béton, pp. 13-18. *citado de [4.17]*
- [4.39] Neville, A.M.; (1995); Properties of concrete. Longman, England, 844 pp.
- [4.40] Kasai, Y; Matsui, M.; et al. (1983); Air permeability and carbonation of blended cement mortars. American Concrete Institute. Detroit. pp 435-451. *citado de [4.12]*
- [4.41] Gowripalan, N.; Cabrera, J.G.; et al. (1985) Curing concrete in hot environment-Assessment of efficiency of curing membranes by measuring permeability and pore structure. 3<sup>rd</sup> International conference on deterioration and repair of reinforced concrete in Arabian Gulf. Bahrain. Vol I. pp. 529-542. *citado de [4.12]*
- [4.42] Klinkenberg, L.J.; (1941); The permeability of a porous media to liquids and gases. Drilling and production practices. American Petroleum Institute. New York. pp 200-214. *citado de [4.12]*
- [4.43] Abbas, A.; Carcasses, M.; et al (1999), Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation, Material and Structures, RILEM, January-February, Vol. 32, n°215, pp. 3-8.
- [4.44] LNEC, Especificação E392-1993, "Betões- Determinação da Permeabilidade ao Oxigênio", (1993).
- [4.45] Gaafar, B.A.; (1995) The effect of environmental curing conditions on the gas and water permeability of concrete. Tese de doutoramento. University of Leeds.
- [4.46] Cabrera, J.G.; (1999); Design and production of high performance concrete. Proceedings of International Conference: Infrastructure Regeneration and Rehabilitation Improving the Quality of Life Through Better Construction, Sheffield, pp.1-14.
- [4.47] Figg, J.; (1989); Concrete surface permeability: Measurement and Meaning. Chemistry and Industry, pp 714-719. *citado de [4.37]*
- [4.48] Cather, R.; Figg, J.W.; et al. (1984); Improvement to Figg method for determining the air permeability of concrete. Magazine of Concrete Research. Vol. 36. N°. 129. pp. 241-245. *Citado de [4.45]*
- [4.49] LNEC, Especificação E413-1993, "Betões- Determinação da Permeabilidade ao Ar e à Água. Método de Figg", (1993).
- [4.51] Parrott, L.; Hong, C.Z.; (1991); Some factors influencing air permeation measurements in cover concrete. Materials and Structures, 24, pp. 403-408.
- [4.52] Mailvaganam, N.P.; (Editor) (1991), Repair and protection of concrete structures, CRC Press, Ottawa, 473 pp.
- [4.53] Schonlin, K.; Hilsdorf, H.K.; (1988); Permeability as a measurement of potential durability of concrete development of a suitable test apparatus. ACI SP 108-6, pp. 99-115.
- [4.54] Torrent, R.J.; (1992); A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover. Materials and Structures, 25, pp. 358-365.
- [4.55] Valente, O; (1970); The permeability of concrete in aggressive conditions. Proc. 10<sup>th</sup> International Congress on large Dams. Montreal, pp. 103-117. *citado de [3.56]*
- [4.56] Cabrera, J.G.; (1999); Design and production of high performance concrete. Proceedings of International Conference: Infrastructure Regeneration and Rehabilitation Improving the Quality of Life Through Better Construction, Sheffield, pp.1-14.
- [4.57] Meletiou, C.A.; Tia, M.; et al (1992); Development of a field permeability test apparatus and method for concrete. ACI Materials Journal. 89 (1), pp.83-92. *citado de [4.37]*
- [4.58] Kropp, J.; Hilsdorf, H.K.; (1995); Performance criteria for concrete durability. State of the Art Report TC 116-PCD Technical Committee RILEM, pp. 331.
- [4.59] Jalali, S. (1991); A study of the factors affecting the mechanical behavior of lime-fly ash mixtures. Doctoral Thesis. Coventry Polytechnic. 411 pp.
- [4.60] Einstein, A. (1955); The movement of small particles in a stationary liquid as demanded by the molecular-kinetic theory of heat. Ann. Phys., n° 17, pp.549. *citado de [4.59]*
- [4.61] Suryavanshi, A.K.; Swamy, R.N.; .; (1999); Direction of chloride penetration through concrete structures and accompanying modifications to the pore structure due to chloride penetration. Proceedings of International Conference: Infrastructure Regeneration and Rehabilitation Improving the Quality of Life Through Better Construction, Sheffield, pp.1051-1074.
- [4.62] Crank, J.; (1996); Free and moving boundary problems. Oxford Press, London, 425 pp.
- [4.63] Andrade, C. ; Castellote, M.; et al (2000); Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I : Comparison between several methods of calculation, Materials and Structures, vol. 33, January-February, pp. 21-28.
- [4.64]

- [4.65] *Buenfeld, N. R.; Newman, J. B. (1987), Examination of three methods for studying ion diffusion in cement pastes, mortars and concretes, Materials and Structures, RILEM, January, Vol. 20, nº 115, pp. 3-10.*
- [4.66] *Page, C.; Short, N.; Tarras, A.; (1981); Diffusion of chlorides ions in hardened cement pastes. Cement and Concrete Research, 11, pg. 395.*
- [4.67] *Tang, L.; Nilsson, O. L. (1989), Rapid determination of chloride diffusivity, Materials Journal, ACI, January-February, Vol. 89, nº 1, pp. 49-53.*
- [4.68] *Bouny, V. B.; Rougeau, P.; et al (1998) ; Étude comparative de la durabilité des bétons B30 et B80 des ouvrages jumeaux de Bourges - Étude expérimentale de la pénétration des ions chlorures par différentes méthodes, Bulletin des Laboratoires des Pont et Chaussées, nº 217, Septembre-Octobre, pp. 75-84.*
- [4.69] *Tang, L.; (1996), Electrical accelerated methods for determining chloride diffusivity in concrete-current development, Magazine of Concrete Research, September, Vol. 48, nº 176, pp. 173-180.*
- [4.70] *Coutinho, J.S.; (1998); Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem. Tese de Doutoramento. FEUP. 392 pp.*
- [4.71] *AASTHO T 277-83; (1983); Standard method of test for resistance of concrete to chloride ion penetration, FHWA.*
- [4.72] *ASTM C 1202-94; (1994); Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride penetration, American Society for Testing and Materials.*
- [4.73] *Bercke, N.S.; Hicks, M. C.; (1992); Estimating the life cycle of reinforced concrete decks and marine piles using laboratory diffusion and corrosion data. Corrosion forms and control of infrastructure, ASTM STP 1137, V. Chacker Ed. ASTM, Philadelphia, pp. 207-231.*
- [4.74] *Dhir, R.K. et al; (1990); Magazine of concrete research, 42, 177.*
- [4.75] *Tang, L.; Nilsson, L.; (1992); Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field, ACI Materials Journal, Vol. 89, n' 1, 1992, pg. 49.*
- [4.76] *Andrade, C. et al; (1995); Fundamentals of migration experiments, RILEM Workshop on chloride penetration into concrete, Paris.*
- [4.77] *Streicher, P. ; Alexander, M; (1995); Concrete and concrete research, 25, 6, pág. 1284.*
- [4.78] *Nordest Method, NT BUILD 355, ISSN 0283-7153*
- [4.79] *Andrade, C.; (1993); Cement and concrete research, 23, pág. 724.*
- [4.80] *Andrade, C.; Feliu, S.; et al (1996), A new method for in-situ measurement of electrical resistivity of reinforced concrete, Material and Structures, RILEM, July, Vol. 29, pp. 362-365.*
- [4.81] *Andrade, C.; Whiting, D. (1996), A comparison of chloride ion diffusion coefficients derived from concentration gradients and non-steady accelerated ionic migration, Material and Structures, RILEM, October, Vol. 29, pp. 476-484.*
- [4.82] *Castellote, M.; Andrade, C.; et al (1999), Characterization of transport of caesium, strontium, cobalt and iron ions trough concrete by steady-state migration and natural diffusion tests, Advances in Cement Research, October, nº 4, pp. 161-168.*
- [4.83] *Andrade, C.; Castellote, M.; et al (2000); Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I: Comparison between several methods of calculation. Materials and Structures, vol. 33, January-February, pp. 21-28.*



## Capítulo Cinco

---

### Modelos de durabilidade

<b>5.1 Introdução</b>	<b>5.3</b>
<b>5.2 Definições</b>	<b>5.4</b>
<b>5.3 Alguns conceitos de durabilidade</b>	<b>5.5</b>
<b>5.4 Tipos de modelos de durabilidade</b>	<b>5.7</b>
<b>5.5 Desenvolvimento de modelos de durabilidade</b>	<b>5.10</b>
<b>5.6 Modelos de durabilidade para alguns processo de degradação.</b>	<b>5.15</b>
5.6.1 Deterioração da superfície	5.15
5.6.2 Corrosão da armadura	5.17
5.6.2.1 Determinação do tempo de iniciação.	5.19
<b>5.7 Bibliografia - Capítulo 5</b>	<b>5.23</b>



## 5.1 Introdução

Nos últimos anos tem havido um interesse crescente pelo desenvolvimento de modelos que procuram estimar o tempo de vida útil de estruturas de betão. Como base para esta projecção, é muito importante possuir um modelo de cálculo para cada mecanismo envolvido no processo de deterioração. É também muito importante poder descrever adequadamente as condições ambientais de exposição [5.01].

Além dos modelos determinísticos, tem havido um interesse crescente no desenvolvimento de modelos baseados na abordagem probabilística [5.02]. Também foram propostos modelos compostos por uma combinação entre modelos determinísticos e probabilísticos.

Numa abordagem probabilística, é essencial possuir um modelo matemático, por exemplo, para a penetração do cloreto, tendo em conta a variação tanto das condições de exposição como da resistência do betão à penetração do cloreto. É também essencial dispor de dados suficientes e relevantes sobre a variabilidade, mas tais dados não estão disponíveis com facilidade.

Até ao momento, códigos de conduta e normas têm contribuído pouco ou nada para a projecção da vida útil, mas trabalhos com novas guias de referencia estão a ser elaboradas [5.03]. A maior parte das investigações desenvolvidas nesta área não podem ser facilmente traduzidas em guias práticos. Tal facto contribui para a enorme incerteza que existe na falta de rigor necessário para a previsão. Daí que, apesar de já existirem vários modelos numéricos, estes dificilmente possuem uma validação universal satisfatória e suficiente.

Outra questão por definir é o fim da vida útil. Mesmo que fosse possível prever um determinado tempo de serviço, quando o betão se degrada, isto não significa que a estrutura deverá ser abandonada nessa altura. Talvez seja melhor possuir uma estratégia para o controlo da penetração de agentes agressivos, baseada num programa apropriado para a gestão do ciclo de vida [5.04].

## 5.2 Definições

No que se segue apresentam-se algumas definições de conceitos essenciais à compreensão da problemática associada aos modelos de durabilidade [5.05].

- Degradação: diminuição gradual de desempenho de um material ou estrutura.
- Factor de degradação: qualquer grupo de factores externos, incluindo exposição ambiental, biológica, tensão, incompatibilidade do material ou utilização, que afectam adversamente o desempenho de material ou estrutura.
- Mecanismo de degradação: a sequência de alterações químicas, mecânicas ou físicas, que levem à alteração prejudicial numa ou mais propriedades de um material ou estrutura, quando exposto a um factor de degradação ou uma combinação deles.
- Modelo de degradação: função matemática que traduz a degradação no tempo.
- Processo de degradação: um mecanismo de degradação que depende do tempo.
- Deterioração: o processo de se tornar danificado em qualidade ou valor.
- Durabilidade: a capacidade de uma estrutura ou material manter um desempenho mínimo durante pelo menos o período especificado para exposição aos factores de degradação.
- Parâmetro de projecção da durabilidade: uma propriedade do material ou estrutura que influencia a durabilidade da estrutura.
- Modelo de durabilidade: modelo de cálculo da degradação, do desempenho ou da vida útil.
- Rotura por durabilidade: excedendo a máxima degradação ou atingindo o desempenho mínimo
- Desempenho: medida para o qual a estrutura cumpre determinada função.
- Modelo de desempenho: função matemática que traduz o desempenho no tempo.
- Risco: multiplicação da probabilidade de rotura pela quantidade de estragos.
- Vida útil: período de tempo após construção ou instalação para o qual todas as propriedades essenciais devem igualar ou exceder valores mínimos aceitáveis, quando mantido regularmente.
- Modelo de vida útil: função matemática para avaliação da vida útil.
- Capacidade em serviço: capacidade de um material ou estrutura desempenhar as condições de serviço para o qual foi projectado.

### 5.3 Alguns conceitos de durabilidade

O desempenho é geralmente considerado como sendo o comportamento quando relacionado com a utilização. O desempenho deve ser sempre uma propriedade quantificável. O desempenho é sempre função do tempo. O desempenho, por depender do tempo, está intimamente ligado ao conceito de durabilidade. A durabilidade é por sua vez a propriedade que exprime a capacidade de manter determinado desempenho.

A degradação, por definição, é a diminuição gradual no desempenho ao longo do tempo. Muitas das vezes, a degradação pode ser interpretada como sendo o inverso, ou oposto, do desempenho.

Os conceitos de desempenho de durabilidade podem ser aplicados a diferentes níveis [5.05]:

- estruturas;
- componentes estruturais;
- materiais.

Os valores mínimos aceitáveis para o desempenho, ou os máximos aceitáveis para a degradação, são designados Estados Limite de Durabilidade. O estado limite é um requisito de durabilidade crucial à vida útil de serviço, que poderá ser considerado como sendo o Estado Limite Último ou o Estado Limite de Utilização.

Na fase de projecto definem-se os requisitos de segurança e funcionalidade de acordo com determinado tipo de estrutura. Estas decisões são baseadas nas solicitações de tipos mecânicos que irão actuar sobre a estrutura. Como tal, entende-se como vida útil, o período para o qual a estrutura conserva os requisitos de segurança, funcionalidade e estética, sem custos inesperados de manutenção [5.06].

Este conceito básico foi também alargado para incluir considerações sobre a durabilidade, de tal forma que se incluem as acções do meio ambiente entre as possíveis solicitações a que a estrutura irá estar sujeita.

Tal como o desempenho, a vida útil de serviço pode ser tratada a níveis diferentes. As

acções tomadas ao fim de cada nível de vida útil de serviço, dependem do nível aplicado. Ao nível da estrutura, o fim da vida útil de serviço implicaria normalmente a renovação completa, reconstrução ou destruição da estrutura. Ao nível do componente estrutural ou material, implicaria a reposição ou reabilitação dos componentes ou materiais.

Por outro lado, o problema da vida útil de serviço pode ser abordado, de pelo menos três aspectos diferentes [5.05]:

- técnico;
- funcional;
- económico.

Os diferentes aspectos dão origem a requisitos diferentes. Os requisitos técnicos são exigências para o desempenho técnico. Podem incluir requisitos para a integridade estrutural da construção, e capacidade resistente dos componentes ou materiais. A maior parte destes requisitos estão apresentados em normas.

Os requisitos funcionais são estabelecidos em relação à utilização normal das estruturas. Do ponto de vista económico, uma estrutura, componente ou material é tratado como um investimento, sendo os requisitos estabelecidos com base nos custos/ganhos.

Considera-se que a estrutura mantém as características definidas no projecto, até que a deterioração alcance determinado valor limite que dependerá de muitos factores: tipo de elemento estrutural (viga, pilar, etc.), considerações estéticas, risco de queda ou destacamento de pedaços do betão para cima de pessoas ou propriedade, etc. Este valor limite pode ser diferente em cada elemento estrutural.

Entende-se por vida residual o período de tempo a partir do momento em que a estrutura alcança o limite anterior inaceitável. Durante este período residual pode-se acometer a reparação da estrutura ou intervir nela para restituir condições de segurança, funcionalidade ou estética mais próximos, ou até superiores, aos do projecto. Assim, o termo residual aplica-se apenas às estruturas nas quais não se interveio e, portanto, implica a noção que a estrutura se degrada progressivamente a uma determinada velocidade [5.06].

A Figura 5.1 apresenta um esquema da tendência de degradação da capacidade portante de uma estrutura que se está a corroer e que corresponde à que seria a vida

residual.

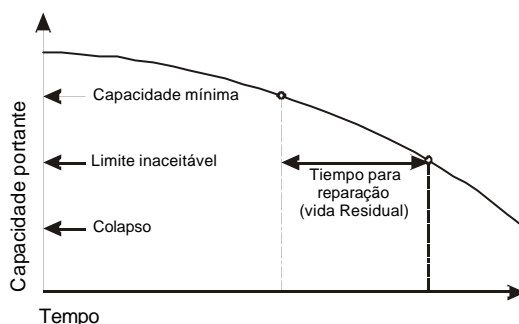


Figura 5.1 - Modelo de vida residual [5.06]

O momento óptimo de intervenção não se pode generalizar uma vez que se deve ao balanço de equilíbrio dos seguintes factores:

- técnicos: capacidade portante residual ou perda de funcionalidade ou estética;
- económicos: custo de reparação;
- sociais: alterações e danos por incapacidade temporal da estrutura.

Uma vez reparada a estrutura, estabelecem-se os requisitos mecânicos, estruturais e ambientais que se consideraram para a realização da reparação, podendo-se efectuar o cálculo da nova vida útil da estrutura após a reparação.

#### 5.4 Tipos de modelos de durabilidade

Para efectuar um projecto estrutural de durabilidade, o projectista necessita de modelos com os quais possa avaliar as alterações no tempo dos materiais e estrutura. Estes modelos incluem parâmetros de projecto tais como, as dimensões estruturais, as propriedades dos materiais, parâmetros ambientais, etc. O conceito de modelo de durabilidade cobre diferentes tipos de modelos tais como [5.07]:

- *Modelos de degradação*: representações matemáticas que procuram reproduzir o aumento da degradação com o tempo, associado a determinado parâmetro. São utilizados no projecto de durabilidade quando o estado limite é expresso em função da degradação máxima.
- *Modelos de desempenho*: a degradação pode também ser representada como uma diminuição no desempenho. São representações matemáticas que procuram reproduzir a diminuição do desempenho com o tempo, associado a determinado parâmetro. Os modelos de desempenho são utilizados no projecto

de durabilidade quando o estado limite é expresso em função do desempenho mínimo.

- *Modelos de vida útil em serviço*: representações matemáticas que procuram reproduzir a vida útil em serviço de uma estrutura em função de diferentes parâmetros. Os modelos de desempenho são utilizados no projecto de durabilidade quando o estado limite é expresso em função do desempenho mínimo. Podem surgir a partir dos modelos de degradação ou de desempenho, quando o estado limite de degradação máxima ou desempenho mínimo são conhecidos.

Poderá haver modelos de durabilidade para os diferentes níveis, tais como os materiais, elementos estruturais ou edifícios.

Os modelos de durabilidade podem também ser divididos em modelos determinísticos ou estocásticos, como ilustra a Figura 5.2. Os modelos de durabilidade determinísticos são utilizados no projecto determinístico de estruturas onde a dispersão da degradação (ou desempenho ou vida útil em serviço) não é tido em conta. Com os valores dos parâmetros conhecidos, os modelos fornecem apenas um valor (de degradação, desempenho ou vida de serviço útil) sendo, quase sempre, um valor médio. Em alguns casos, os modelos determinísticos são formulados de modo a produzir um percentil superior ou inferior, em vez da média [5.05].

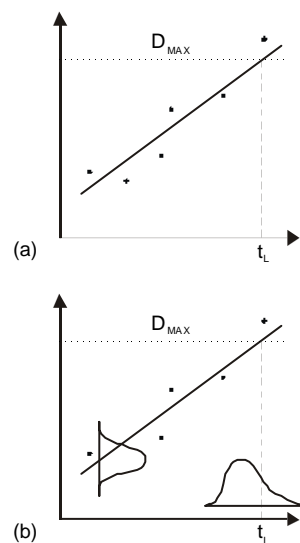


Figura 5.2 - Modelos (a) determinísticos e (b) estocásticos [5.05]



Em muitos casos, a informação obtida com os modelos determinísticos é insuficiente para avaliar o risco de não alcançar a vida de serviço limite. No projecto de estabilidade de uma estrutura, modelos de projectos estocásticos são considerados essenciais uma vez que a dispersão das características mecânicas é geralmente larga e o grau de risco poderá ser muito grande [5.08].

Utilizando modelos de durabilidade estocásticos, as estruturas são projectadas garantindo uma fiabilidade mínima em relação à vida de serviço limite. A vida de serviço limite não é um valor absoluto que deve ser igualado a todo o custo. O requisito baseia-se na probabilidade de a vida de serviço, não atingir a vida de serviço limite, e ser inferior a uma probabilidade de rotura. Desta forma a natureza real da vida de serviço é considerada, correspondendo o projecto mais próximo com o resultado esperado [5.09].

Os modelos de projectos estocásticos fornecem ao projectista a possibilidade de avaliar a sensibilidade de parâmetros diferentes que afectam a vida de serviço.

Os modelos de durabilidade são produzidos para fins diferentes. As bases e objectivos para a criação de um modelo de durabilidade diferem em função dos fins. Há vários tipos e níveis de dados de durabilidade diferentes nos quais, os modelos se podem basear. Às vezes, os modelos de durabilidade podem-se basear nos dados históricos, enquanto que, noutros casos, ensaios são necessários para obter a informação desejada para os modelos.

Os modelos podem ser utilizados nos trabalhos de reparação em estruturas existentes. Conhecendo a idade e estado actual de uma estrutura, a previsão do desempenho futuro e o que falta da vida de serviço, é normalmente possível recorrendo a modelos de extrapolação.

A análise do risco de estruturas está associada aos riscos sociais, económicos e ecológicos. Exemplos de estruturas sujeitas a este tipo de análise são centrais nucleares, plataformas no alto mar, barragens, pontes, etc. Para a análise do risco é essencial combinar modelos de rotura plausíveis e diferentes, para determinar os caminhos críticos que poderão por em perigo a integridade da estrutura. Todos os tipos de modelos podem ser utilizados na análise do risco, mesmo os teóricos [5.05].

Os modelos de durabilidade são também necessários nos estudos das composições do betão. Os parâmetros deste tipo de modelos seriam as dosagens dos ingredientes

e as propriedades que poderão ser medidas numa mistura fresca. Estes modelos poderão também ser utilizados no local da obra. Com o auxílio dos modelos de durabilidade, o responsável pela produção de betão na obra pode avaliar a qualidade do betão antes que este seja colocado nos moldes.

Os parâmetros dos modelos a serem utilizados no projecto estrutural de durabilidade devem ser apropriados para a utilização pelo projectista. Em vez de parâmetros relacionados como a mistura de betão fresco, parâmetros que são obtidos a partir do betão endurecido tais como  $R_c$ , porosidade, etc., são preferidos [5.10].

As propriedades de resistência dos materiais influenciam fortemente a capacidade resistente das estruturas e indirectamente as dimensões, os vãos, as deformações, etc. Como as propriedades de resistência encontram-se incluídos nos parâmetros do projecto estrutural, estes são também adequados como parâmetros de modelos de durabilidade.

## 5.5 Desenvolvimento de modelos de durabilidade

O primeiro passo no processo de criação e desenvolvimento de um modelo de durabilidade consiste na análise dos processos e factores de degradação.

Mecanismos de grande complexidade em que vários mecanismos participam sendo o efeito dos mecanismos o factor de degradação para outro mecanismo, pode ser representado com o auxílio de um diagrama em árvore. A Figura 5.3 ilustra um exemplo de diagrama em árvore.

Dependendo da natureza da influência do mecanismo em questão, cada influência que actua sobre a estrutura irá produzir uma resposta. Para cada factor de degradação existe um factor de resposta da estrutura que tende a resistir à degradação, tal como, para o carregamento mecânico, existe a capacidade resistente, etc. Os factores internos da resposta estão geralmente associados às propriedades dos materiais e às dimensões e formas geométricas. De um modo geral, as respostas podem ser classificadas de modo similar aos factores de degradação, a saber:

- mecânicos;
- mecânico-físicos;

- físicos;
- mecânico-químico-físicos;
- químicos;
- geométricos.

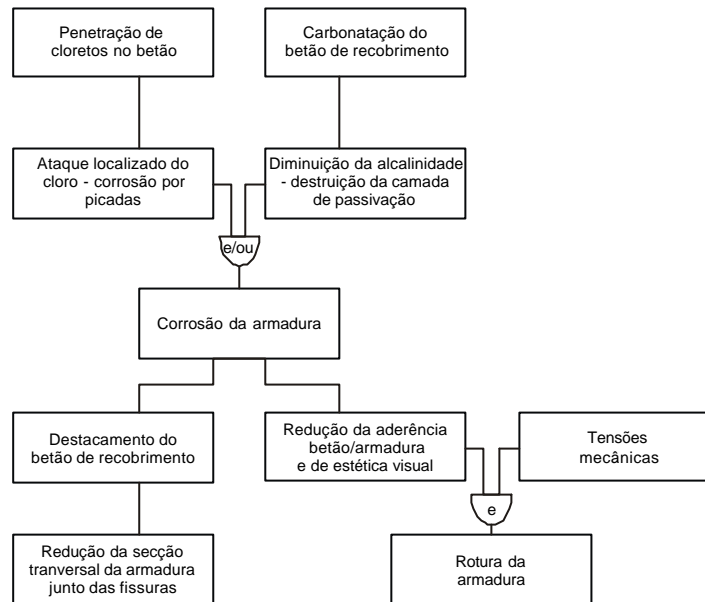


Figura 5.3 - Diagrama em árvore do mecanismo de corrosão da armadura [5.05]

Aquando da formulação de modelos de durabilidade, o erro humano e outras incertezas devem ser consideradas. Esta categoria de influências inclui os seguintes grupos [5.05]:

- incertezas de projecto;
- erros de comunicação;
- incertezas de produção e execução;
- erros nos modelos matemáticos e estatísticos.

Se não tratadas, as incertezas de projecto, produção e execução, podem ser tidas em conta como dispersões extra nos modelos de durabilidade. Omitindo alguns parâmetros em modelos de durabilidade pode conduzir a maiores dispersões. Contudo, erros crassos não podem ser tratados como dispersões.

O passo final no processo de produção de um modelo de durabilidade é a quantificação e a formulação. Os métodos estatísticos e o raciocínio teórico são as ferramentas utilizadas para estas tarefas. Simplificações, omissão de factores

irrelevantes e a limitação dos factores relevantes são às vezes necessárias.

Os modelos de durabilidade podem ser baseados em fundamentos empíricos ou analíticos. Modelos empíricos são baseados na experiência e nos resultados de ensaios. São desenvolvidos a partir de ensaios *in situ* e ensaios laboratoriais aplicando métodos correlativos e outros métodos estatísticos.

Os modelos analíticos são baseados nas leis da natureza e deduções lógicas. São criados com base numa análise exaustiva dos mecanismos e cinética de degradação. Antes da aplicação dos modelos são necessários ensaios para determinar os valores de algumas propriedades dos materiais.

Uma das limitações dos modelos empíricos está associada, geralmente, à falta de compreensão da influência dos mecanismos na degradação. Consequentemente, qualquer desvio dos limites do modelo poderá não ser possível sem um risco associado. Os modelos analíticos são baseados no conhecimento profundo das características de degradação, mas a sua importância prática poderá ser pequena se os parâmetros nos modelos não são mensuráveis ou, os modelos não conseguem traduzir-se numa utilização prática.

Os pontos de vista empíricos e analíticos devem ser tidos em conta aquando do desenvolvimento dos modelos.

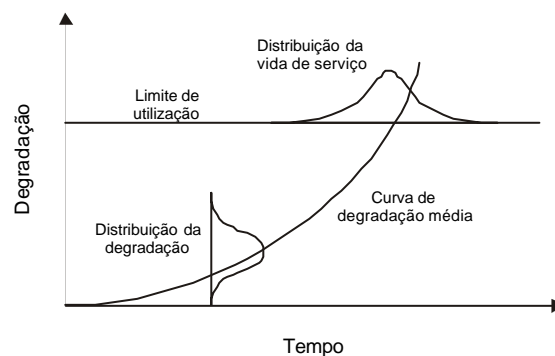


Figura 5.4 - Degradação média e vida de serviço médio [5.05].

Quando se desenvolve um modelo empírico de degradação (ou desempenho), uma investigação no campo é geralmente necessária. O objectivo da pesquisa é determinar o efeito dos principais parâmetros, especialmente os ambientais, na degradação ao

longo do tempo. A degradação (ou desempenho) é medido numas unidades apropriadas. A análise de regressão e outras ferramentas estatísticas são utilizadas para determinar a curva de degradação, exemplificada na Figura 5.4. Os modelos podem ser completados com ensaios laboratoriais. É essencial efectuar estes ensaios para aferir que o ensaio laboratorial é válido em relação ao factor de degradação estudado.

O efeito de diferentes parâmetros na velocidade de degradação é estudado recorrendo a ensaios com variações das propriedades dos materiais, dimensões, etc. A informação obtida a partir destes ensaios, juntamente com os resultados obtidos a partir do trabalho de campo, deverão ser suficientes para construir um modelo de degradação ou de desempenho com vários parâmetros:

$$m(D_G) = D_G(x_1, x_2, \dots, x_n, t) \quad (5.1)$$

onde

$m(D_G)$  = degradação média;

$x_1, x_2, x_n$  = parâmetros dos materiais, estruturas e ambiente;

$t$  = a idade da estrutura

Os modelos de desempenho podem ser facilmente obtidos a partir dos modelos de degradação. Se, por exemplo, o modelo de degradação demonstrar a profundidade de carbonatação com o tempo, o modelo de desempenho correspondente mostraria a parte não carbonatada do recobrimento em função do tempo.

A forma geral de um modelo de desempenho assemelha-se ao modelo de degradação:

$$m(D_S) = D_S(x_1, x_2, \dots, x_n, t) \quad (5.2)$$

onde

$m(D_S)$  = desempenho média;

$x_1, x_2, x_n$  = parâmetros dos materiais, estruturas e ambiente;

$t$  = a idade da estrutura

A vida média útil de serviço é normalmente estimada como sendo o período de tempo durante o qual a degradação média atinge o valor máximo permitido, ou quando o desempenho médio atinge o limite mínimo. Quando a degradação máxima,  $D_{G \max}$ , ou o desempenho mínimo,  $D_{S \min}$ , são conhecidos, a vida média útil de serviço pode ser

determinada a partir dos modelos de degradação ou de desempenho:

$$m(t_v) = t_v(x_1, x_2, \dots, x_n, D_{Gmax}) \quad (5.3)$$

$$m(t_v) = t_v(x_1, x_2, \dots, x_n, D_{Smin}) \quad (5.4)$$

onde

$$m(t_v) = \text{vida de serviço útil médio};$$

Se houverem dados suficientes sobre a vida de serviço, a vida média útil de serviço pode ser modelada sem primeiro se modelar a degradação ou o desempenho.

Nos modelos estocásticos além da degradação média (desempenho ou vida médio de serviço) é assumido uma forma de distribuição e um método para avaliar a dispersão. Em vez de um valor único, uma distribuição pode ser obtida para cada combinação de valores de parâmetros utilizados no modelo estocástico.

No projecto estocástico modelos de projectos determinísticos são normalmente utilizados para avaliar a degradação média. Com o aumento da degradação, aumenta também o desvio padrão.

$$s = u \cdot m \quad (5.5)$$

onde

$s$  = desvio padrão da degradação;

$m$  = média da degradação;

$n$  = coeficiente de variação;

A avaliação do desvio padrão pode ser baseada no método de diferenciação. Neste método, o modelo determinístico da média ( $X$ ) é derivada em relação a cada parâmetro ( $x_i$ ) no modelo e multiplicado pelo desvio padrão desse parâmetro. O desvio padrão final é determinado por:

$$s^2(X) = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{\partial X}{\partial x_i} s(x_i) \right\}^2 \quad (5.6)$$

onde

$s(X)$  = desvio padrão de  $X$  (degradação, desempenho ou vida de serviço);

$s(x_i)$  = desvio padrão do parâmetro  $x_i$ ;

$\partial X / \partial x_i$  = derivada parcial de  $X$  em relação à variável  $x_i$ ;

$n$  = número de variáveis.

O método da cadeia de Markov pode ser utilizado para modelar um processo típico de degradação estocástico para estruturas de betão. O método simula a deterioração natural, começando a partir da condição perfeita e prosseguindo com degradação aleatória gradual. Tanto a dispersão como a forma de distribuição são determinadas durante o processo.

O método da cadeia de Markov inicia-se a partir de uma curva média, não necessitando de parâmetros ou pressupostos para o tipo de distribuição. A grande vantagem deste método reside no factor de ser resolúvel recorrendo à programação linear. Assim, análises de optimização podem ser feitas para minimização dos custos de reparação e o planeamento das acções de reparação.

## 5.6 Modelos de durabilidade para alguns processo de degradação

Os modelos de durabilidade que se seguem não são os únicos modelos plausíveis. Existem outros modelos que satisfazem os requisitos formais dos modelos de durabilidade. Até à data, não existe consenso geral relacionado com os modelos de durabilidade.

A notação  $m( )$  não é representada nos modelos seguintes, sendo assumido que o modelo exprime sempre o valor médio.

### 5.6.1 Deterioração da superfície

A deterioração superficial de estruturas de betão está associada a diferentes acções ambientais, tais como a temperatura, a variação de humidade, a lixiviação de minerais do betão, e o desgaste físico por sais.

As variações diárias da temperatura, especialmente nas superfícies expostas ao sol, provocam a fendilhação gradual nas zonas das extremidades [5.11]. Ciclos de secagem e molhagem bem como as variações da humidade relativa provocam a ligeira fendilhação e pequenas alterações na porosidade do betão.

A água em contacto com as superfícies de betão provoca a lixiviação de minerais do betão. A perda de material é provocada pelas reacções químicas destes minerais com

gases e iões diluídos, tais como CO<sub>2</sub>, SO<sub>2</sub> e Mg. Água em escoamento aumenta a perda de material.

A exposição ao sal deve-se a uma variedade de mecanismos associados à cristalização dos sais nos poros do betão. Estes mecanismos normalmente incluem a sucção capilar da água salina a partir do solo ou do mar, seguido da precipitação dos sais nos poros e nas cavidades enquanto que a água se evapora. Um mecanismo associado é a expansão e retracção dos cristais do sal resultante da hidratação e desidratação, levando à fendilhação e desintegração do betão [5.12].

O conceito de perda de betão aparente está associado ao empobrecimento do betão superficial. A redução de capacidade resistente da estrutura, é avaliada a partir da perda de secção transversal efectiva de betão, e não a perda de resistência. A permeabilidade é provavelmente a propriedade mais influenciável relacionada com a durabilidade da estrutura. A velocidade de penetração da água e agentes nocivos diluídos depende da permeabilidade, e do mesmo modo, a lixiviação de minerais importantes do betão. A permeabilidade do betão está relacionada com a resistência à compressão. Para betões de resistência moderada ou alta (30 a 100 MPa), a velocidade de desintegração (perda de betão estrutural efectivo) é considerada como sendo constante e inversamente proporcional à potência da resistência à compressão. Utilizando a potência -3.3 significa que duplicando a resistência reduz-se a perda de betão a um décimo. A equação 5.7 é utilizada para avaliar a velocidade de desintegração [5.13]:

$$r = C_{amb} \cdot C_{cur} \cdot f_{ck}^{-3.3} \quad (5.7)$$

onde

$r$  = velocidade de desintegração do betão (mm/ano);

$C_{amb}$  = coeficiente ambiental;

$C_{cur}$  = coeficiente de cura;

$f_{ck}$  = tensão característica de compressão do betão.

A velocidade de desintegração depende muito das condições ambientais. A vida de serviço do betão de boa qualidade pode variar de 10 anos a 10 milhões de anos dependendo das condições ambientais. O coeficiente ambiental é avaliado recorrendo à tabela 5.1.



Tabela 5.1 - Classificação das condições e coeficientes ambientais

Classe	Condições	Valore de $c_{amb}$
1	Muito duras (estruturas marinhas ou assentes em solos com sais; variações de temperatura e humidade; Latitude $20^\circ \pm 10^\circ$ )	100000 - 500000
2	Duras (estruturas marinhas ou assentes em solos com sais; variações de temperatura e humidade; Latitude $40^\circ \pm 10^\circ$ )	10000 - 100000
3	Normal (condições exteriores normais, pequenas variações climáticas; Latitude $40^\circ \pm 10^\circ$ )	1000 - 10000
4	Favorável (ar continuamente seco, nenhum sol)	<1000

O coeficiente de cura é calculado a partir da expressão:

$$c_{cur} = \frac{1}{0.85 + 0.17 \log_{10}(d)} \quad (5.8)$$

onde

$d$  = tempo de cura em dias.

### 5.6.2 Corrosão da armadura

A cooperação do betão para com o aço é baseada parcialmente no facto do betão proteger quimicamente e fisicamente a armadura da corrosão. O efeito químico está associado à alcalinidade que causa a criação de camadas de óxido na superfície da armadura. Este fenómeno, é designado por passivação uma vez que a camada de óxido evita a propagação da corrosão. O betão também protege o aço fisicamente com uma barreira contra agentes que promovem a corrosão, tal como a água, o oxigénio e os cloretos.

Em estruturas normais de betão, no exterior, a corrosão só ocorre se houver alterações no betão que envolve a armadura. As alterações podem ser físicas, tais como fendilhação e desintegração, expondo parte da armadura ao ar livre sem a protecção química e física do betão.

As alterações químicas manifestam-se no betão envolvente das armaduras, sendo as mais importantes:

- a carbonatação do betão devido ao dióxido de carbono do ar;
- e a penetração de aniões agressivos, especialmente cloretos, no betão.

Dois estados limites podem ser identificados em relação à vida de serviço útil: (ver Figura 5.5).

No primeiro, a vida de serviço termina quando o aço se torna despassivado. Esta regra normalmente é aplicada a todo o tipo de corrosão induzida por cloretos, uma vez que no ataque de corrosão local a velocidade de penetração ainda não está suficientemente quantificada, logo as incertezas são muitas. Assim, a vida de serviço está limitada pelo período de iniciação da corrosão (tempo para que o agente agressivo atinja a armadura e induza a despassivação).

Esta regra aplica-se também para todos os aços de pré-esforço. As tensões de tracção são normalmente tão elevadas que não é permitido uma redução da secção resultante da corrosão superficial. Nos casos onde não é permitido qualquer corrosão, a seguinte formula de vida de serviço pode ser usada [5.14]:

$$t_L = t_0 \quad (5.9)$$

onde

$t_L$  = vida de serviço;

$t_0$  = o tempo de iniciação da corrosão.

No segundo, o estado de limite é baseado na fendilhação do recobrimento de betão devido aos óxidos gerados durante a corrosão. Neste caso, a vida de serviço inclui um determinado período de propagação da corrosão durante o qual a secção transversal efectiva do aço é cada vez menor. A aderência armadura/betão é reduzida e a secção efectiva de betão é diminuída devido ao destacamento do betão de recobrimento. Estas abordagens aplicam-se nos casos em que a corrosão generalizada se desenvolve devido à carbonatação.

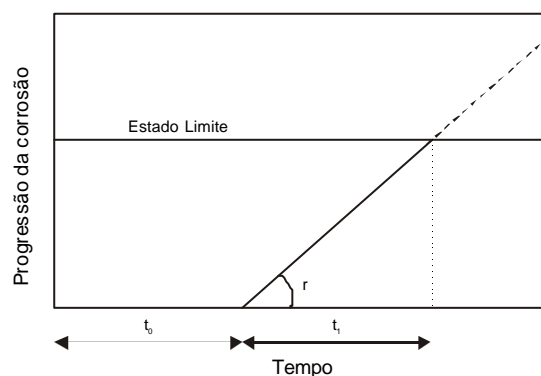


Figura 5.4 - Determinação da vida de serviço para a corrosão da armadura [5.14]

A vida de serviço baseada na fendilhação do betão de recobrimento é definida, como sendo a soma do tempo de iniciação de corrosão e o tempo de fendilhação do betão de recobrimento até determinado ponto (ilustrado na Figura 5.4).

$$t_L = t_0 + t_1 \quad (5.10)$$

onde

$t_1$  é o tempo de propagação.

O tempo de propagação termina quando houver determinada perda de secção transversal de betão ou, quando a perda de aderência ou abertura de fendas é atingida. Estes valores dependerão das características particulares de cada elemento. Nas fendas que surgirem no início da vida de serviço, o tempo de iniciação é muito inferior ao betão não fendilhado. Neste caso,

$$t_L = t_1 \quad (5.11)$$

### 5.6.2.1 Determinação do tempo de iniciação.

*Corrosão induzida por cloretos.* A forma mais comum de cloretos são os do mar (ambientes marítimo) e os sais de degelo. Os cloretos dos adjuvantes não são considerados.

Como resultado da penetração de cloretos desenvolve-se um gradiente junto da superfície. O tempo com que determinada concentração de cloretos atinge a armadura e elimina a camada de passivação pode ser considerado como o tempo de iniciação da corrosão. O gradiente da concentração de cloretos é geralmente descrito através dos modelos da função erro, que verifica as condições da segunda lei de Fick para difusão [5.15]:

$$C_x = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2(Dt)^{0.5}} \right) \right) \quad (5.12)$$

onde

$C_x$  = concentração de cloretos à profundidade  $x$ ;

$C_s$  = concentração de cloretos à superfície;

$x$  = profundidade a partir da superfície;

$t$  = tempo.

O tempo de iniciação da corrosão é obtido pela expressão:

$$C_{TH} = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{c}{2(Dt_0)^{0.5}} \right) \right) \quad (5.13)$$

onde

$C_{TH}$  = concentração de cloretos crítica;

$c$  = recobrimento;

$t_0$  = tempo de iniciação da corrosão;

Simplificando a expressão e recorrendo a uma função parabólica, a expressão para a iniciação da corrosão pode ser escrita da seguinte forma:

$$t_0 = \frac{1}{12 \cdot D} \cdot \left( \frac{c}{1 - (C_{TH} / C_S)^{0.5}} \right)^2 \quad (5.14)$$

Muitas normas requerem valores limites não superiores a 0.4% (CI) por peso de cimento para o betão armado e 0.2% para o betão pré-esforçado.

Quanto aos valores de  $C_S$ , a experiência tem demonstrado que esta quantidade é dependente do tempo para idades jovens, mas que tende para um valor máximo após alguns anos. Para o cálculo, é considerado constante, cerca de 0.3-0.4 por peso de cimento.

*Corrosão induzida por carbonatação.* O dióxido de carbono do ar penetra no betão, neutralizando as substâncias alcalinas e produzindo uma frente de carbonatação que avança para o interior. Quando esta frente atingir a armadura, a camada de passivação torna-se instável e dissolve-se, permitindo a corrosão generalizada. O tempo de iniciação da corrosão é considerado como sendo o período de tempo necessário para a carbonatação completa do betão de recobrimento.

A velocidade de carbonatação é assumida como sendo proporcional à raiz quadrada do tempo [5.15], isto é:

$$d = k_C \cdot \sqrt{t} \quad (5.15)$$

onde

$d$  = profundidade de carbonatação;

$K_C$  = coeficiente de carbonatação;

$t$  = tempo.

daí o tempo de iniciação da corrosão poder ser determinado por:

$$t_0 = \left( \frac{d}{K_C} \right)^2 \quad (5.16)$$

O coeficiente de carbonatação,  $K_C$ , depende da qualidade do betão. Existem várias expressões de diversos autores para o seu cálculo [5.16]. A profundidade de carbonatação é determinada a partir da equação 5.15 sendo o coeficiente de

carbonatação determinado por [5.17]:

$$K_C = c_{amb} \cdot c_{ar} \cdot a (i_{cm})^b \quad (5.17)$$

onde

$c_{amb}$  = coeficiente ambiental;

$c_{ar}$  = teor de ar introduzido no betão;

$i_{cm}$  = resistência à compressão média (cubos) de betão (MPa);

$a, b$  = parâmetros que depende do tipo de ligante.

As Tabelas 5.2 e 5.3 apresentam os valores dos coeficientes de ambiente e de introdução de ar.

*Tabela 5.2 e 5.3: Valores dos coeficientes de ambiente e de introdução de ar respectivamente.*

Ambiente	$C_{amb}$	Porosidade do ar	$C_{ar}$
Estruturas protegidas da chuva	1.0	Ar introduzido	0.7
Estruturas expostas à chuva	0.5	Ar não introduzido	1.0

O período de propagação corresponde ao período quando ocorre a corrosão. Surgem três fenómenos principais:

1. diminuição da secção transversal do aço;
2. diminuição da ligação armadura/betão;
3. fendilhação do betão de recobrimento resultando uma diminuição da capacidade resistente da secção transversal.

Para determinar a duração da vida de serviço, o valor crítico da capacidade resistente tem que ser definido em relação aos fenómenos acima mencionados. O valor crítico pode ser expresso como sendo a perda de secção da armadura provocado pela corrosão e, daí que, o período de propagação poder ser quantificado da seguinte maneira [5.18]:

$$t_1 = \frac{\Delta R_{MAX}}{r} \quad (5.18)$$

onde

$t_1$  = tempo de propagação da corrosão (anos);

$\Delta R_{MAX}$  = perda máxima de raio de armadura;

$r$  = velocidade de corrosão.

No caso da corrosão generalizada, a perda crítica da secção de aço pode ser baseada na fendilhação do betão de recobrimento. O tempo de propagação das fendas pode

ser determinado, aproximadamente, pela seguinte expressão [5.19]:

$$t_1 = 80 \frac{C}{D.r} \quad (5.19)$$

onde

$C$  = espessura do revestimento (mm);

$D$  = diâmetro do varão (mm);

$r$  = velocidade de corrosão ( $\mu\text{m}/\text{ano}$ ).

## 5.7 Bibliografia - Capítulo 5

- [5.01] *Gjrv, O.E.; (1998); Controlled Service life of concrete structures and environmental consciousness. Seminário Iditeminho, Braga, 13 pp.*
- [5.02] *Zhang, T.; Gjrv, O.E.; (1986); Diffusion behavior of chloride ions in concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 26, n6, pp. 907-917. citado de [5.01]*
- [5.03] *Bamforth, P.; (1997); Probabilistic performance based durability design of concrete structures for long-term serviceability. Thomas Telford Publishing, London, pp. 33-44. citado de [5.01]*
- [5.04] *Gjrv, O.E.; (1996); Performance and servicibility of concrete structures in the marine enviroment. Proc., Odd E. Gjrv Symposium on Concrete for Marine Strutures, CANMET/ACI, pp. 259-279. citado de [3.01]*
- [5.05] *Sarja, A.; Vesikari, E.; (Editors) (1996), Durability design of concrete structures, RILEM Report 14, E&FN Spon, CRC Press, Ottawa, 165 pp.*
- [5.06] *DURAR - Durabilidad de la armadura; (1998); Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigon armado. CYTED – Programa Iberoamericano de Cienncia y Tecnologia para el desarrollo, 208 pp.*
- [5.07] *Dhir, R.K.; Jones, M.R.; et al; (1991); Concrete durability. Magazine of concrete research, 43, pp. 37-44.*
- [5.08] *Ebeling, C.E.; (1997); An introduction to reliability and maintainability engineering. McGraw-Hill, 486 pp.*
- [5.09] *Bhat, U.N.; (1984); Elemnts of applied stochastic processes. John Wiley and Sons, pp. 685.*
- [5.10] *Ditlevsen, O; Madsen, H.O.; (1996); Structural reliability methods. John Wiley & Sons, 372 pp.*
- [5.11] *Neville, A.M.; Brooks, J.J.; (1997); Concrete technology. Longman, England, 438 pp.*
- [5.12] *Coutinho, A.S.; Gonçalves, A.; (1994); Fabrico e propriedades do beto. LNEC, Lisboa, Vol.III, 368 pp.*
- [5.13] *Pihlajavaara, S.E.; (1994); Contributions for the development of the estimation of long-term performance and service life of concrete. Helsinki University of Technlogy, Espoo, Report 3, 26 pp. citado de [3.05]*
- [5.14] *Tuutti, K.; (1982); Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm. CBI Research 4:82, 486 pp.*
- [5.15] *DURAR - Durabilidad de la armadura; (1998); Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigon armado. CYTED – Programa Iberoamericano de Cienência y Tecnologia para el desarrollo, 208 pp.*
- [5.16] *Fagerlund, G.; Tuutti, K.; et al (1994); The residual service life of concrete exposed to the combined effect of frost attack and reinforcement corrosion. Proceedings of Int. Conf. Concrete across Borders, Danish Concrete Association, pp. 351-364. citado de [3.05]*
- [5.17] *Hakkinen, T. (1993); Influence of high slag content on the basic mechanical properties and carbonation of concrete. Technical Research Center of Finland, Espoo Publication 141, 98 pp. citado de [3.05]*
- [5.18] *Alonso, M.C.; Andrade, C; (1993); Life time of rebars in carbonated concrete. Proceedings of 10<sup>th</sup> European Corrosion Congress, Barcelona, pp. 634-641. citado de [3.05]*
- [5.19] *Siemes, A.; Vrouwenvelder, A.; et al; (1985); Durability of buildings: a reliability analysis. Heron, 30(3), pp. 3-48. citado de [3.05]*

## Capítulo Seis

---

### Materiais utilizados, procedimentos seguidos e ensaios realizados

<b>6.1 Propriedades dos materiais</b>	<b>6.3</b>
6.1.1 Cimento Portland Normal (OPC)	6.3
6.1.2 Agregado grosso	6.4
6.1.3 Agregados finos	6.4
6.1.4 Água	6.6
6.1.5 Estudo das composições utilizadas	6.6
6.1.6 Amassaduras, colocação e consistência	6.7
6.1.7 Condições de cura	6.8
<b>6.2 Descrição dos ensaios</b>	<b>6.8</b>
6.2.1 Resistência à compressão	6.8
6.2.2 Migração do íão de cloro	6.9
6.2.3 Resistividade eléctrica	6.13
6.2.4 Permeabilidade ao oxigénio	6.14
6.2.5 Permeabilidade à água	6.17
6.2.6 Absorção de água por capilaridade	6.19
6.2.7 Absorção de água por imersão (pressão atmosférica)	6.21
6.2.8 Absorção de água por imersão (sobre vácuo)	6.22
<b>6.3 Bibliografia - Capítulo 6</b>	<b>6.24</b>





## 6.1 Propriedades dos materiais

Este capítulo descreve os materiais utilizados nos trabalhos laboratoriais bem como os ensaios e procedimentos seguidos na realização dos mesmos.

Foram adoptados, desde o início do projecto de investigação, procedimentos rigorosos de controlo da qualidade e uniformidade dos materiais. Estes procedimentos tiveram como objectivo eliminar a interferência de factores que não são objectivo do estudo, e que poderiam influenciar os resultados e gerar desconfiança aquando da interpretação dos resultados experimentais.

### 6.1.1 Cimento Portland Normal (OPC)

O cimento Portland utilizado nesta investigação é do Tipo I Classe 42.5, estando conforme com as especificações da NP-2064 [6.1]. O cimento foi fornecido pela *SECIL Companhia Geral de Cal e Cimentos, S.A.*, em sacos estanques de modo a minimizar a deterioração no tempo. Este cimento foi fornecido numa só remessa para eliminar o efeito de possíveis variações das suas propriedades.

Nas Tabelas 6.1 à 6.4 são apresentadas as composições químicas, os componentes potenciais, as propriedades físicas e mecânicas do cimento utilizado, obtidas a partir das fichas fornecidas pelo fabricante, excepto no caso dos componentes potenciais do cimento, calculadas a partir das equações de Bogue [6.2].

Tabela 6.1 - Composição química do cimento.

Composição	Símbolo	%
Óxido de silício	SiO <sub>2</sub>	20.34
Óxido de alumínio	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4.05
Óxido de ferro	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2.96
Óxido de cálcio	CaO	63.01
Óxido de magnésio	MgO	2.58
Sulfatos	SO <sub>3</sub>	2.90
Óxido de potássio	K <sub>2</sub> O	---
Óxido de sódio	Na <sub>2</sub> O	---
Cloretos	Cl <sup>-</sup>	0.02
Cal livre	---	1.31
Não determinado	---	1.77
Perda ao Fogo	---	2.40
Resíduo insolúvel	---	0.90

Tabela 6.2 - Componentes potenciais do cimento [6.2].

Composição	Símbolo	%
Silicato tricálcico	C <sub>3</sub> S	63.7
Silicato bicálcico	C <sub>2</sub> S	7.8
Aluminato tricálcico	C <sub>3</sub> A	5.7
Aluminoferrato tetracálcico	C <sub>4</sub> AF	9.0
Sulfato de cálcio	C $\bar{S}$	4.9

Tabela 6.3 - Propriedades físicas do cimento.

Propriedade	Valor
Peso Específico (g/cm <sup>3</sup> )	3.17
Resíduo Seco - <45 $\mu$ (%)	4.4
Superfície específica de Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	3707
Água na Pasta Normal (%)	28.8
Início de presa (min)	116
Fim de presa (min)	156
Expansibilidade - Le Châtelier (mm)	1.0

Tabela 6.4 - Propriedades mecânicas do cimento.

Resistências	MPa
Flexão (28 dias)	9.4
Compressão (2 dias)	30.1
Compressão (28 dias)	52.5

### 6.1.2 Agregado grosso

Para o agregado grosso utilizou-se granito britado com dimensão máxima de 10 mm, extraída de uma pedreira localizada em Amorosa, distrito de Viana de Castelo. O valor da massa volúmica específica média é igual a 2.390 g/cm<sup>3</sup> e o teor de absorção de água é igual a 2.35 %. Estes valores foram medidos segundo o procedimento descrito na NP-954 [6.3] e representam a média de duas medições independentes. A brita possui um coeficiente de desgaste determinado pelo ensaio de Los Angeles [6.4] de 26 %. A resistência à compressão do granito, do qual provem a brita, é de 150 MPa. O resultado da análise granulométrica do agregado, efectuado de acordo com a NP-1379 [6.5], está representado na Tabela 6.5, apresentando-se na Figura 6.2 a correspondente curva granulométrica.

### 6.1.3 Agregados finos

Foram utilizados dois agregados finos: uma areia grossa britada, de origem granítica,

com dimensão máxima de 5 mm, extraída de uma pedreira localizada em Amorosa, distrito de Viana de Castelo; e uma meia areia rolada obtida a partir de depósitos fluviais, com dimensão máxima de 2.38 mm. As massas volúmicas específicas médias da areia britada e da areia rolada são, respectivamente, iguais a  $2.530 \text{ g/cm}^3$  e  $2.575 \text{ g/cm}^3$ , sendo o teor de absorção de água igual a 1.88 % e 1.05 %, respectivamente. Estes valores foram medidos segundo o procedimento descrito na NP-954 [6.3] e representam a média de duas medições independentes. A Figura 6.1 apresenta os agregados utilizados no trabalho de investigação.

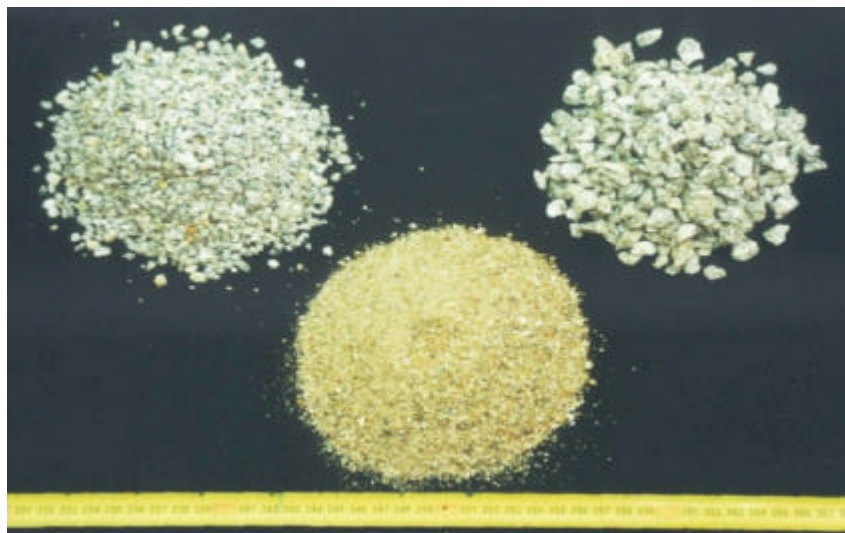


Figura 6.1 - Fotografia dos agregados em fundo preto.

Os resultados das análises granulométricas dos agregados efectuadas de acordo com a NP-1379 [6.5], estão representados na Tabela 6.5, apresentando-se na Figura 6.2 as correspondentes curvas granulométricas.

Tabela 6.5 - Análise granulométrica dos agregados.

nº peneiro (ASTM)	Brita	Areia britada	Areia rolada
1/2	0	0	0
3/8"	3.42	0	0
4	94.72	9.82	0.17
8	98.54	68.32	2.30
16	98.85	87.80	24.56
30	99.03	93.95	71.14
50	99.18	96.51	95.68
100	99.35	97.84	99.16
200	99.53	98.65	99.54
Módulo finura	5.93	4.54	2.93
Massa volúmica ( $\text{g/cm}^3$ )	2.390	2.530	2.575
Absorção (%)	2.35	1.88	1.05

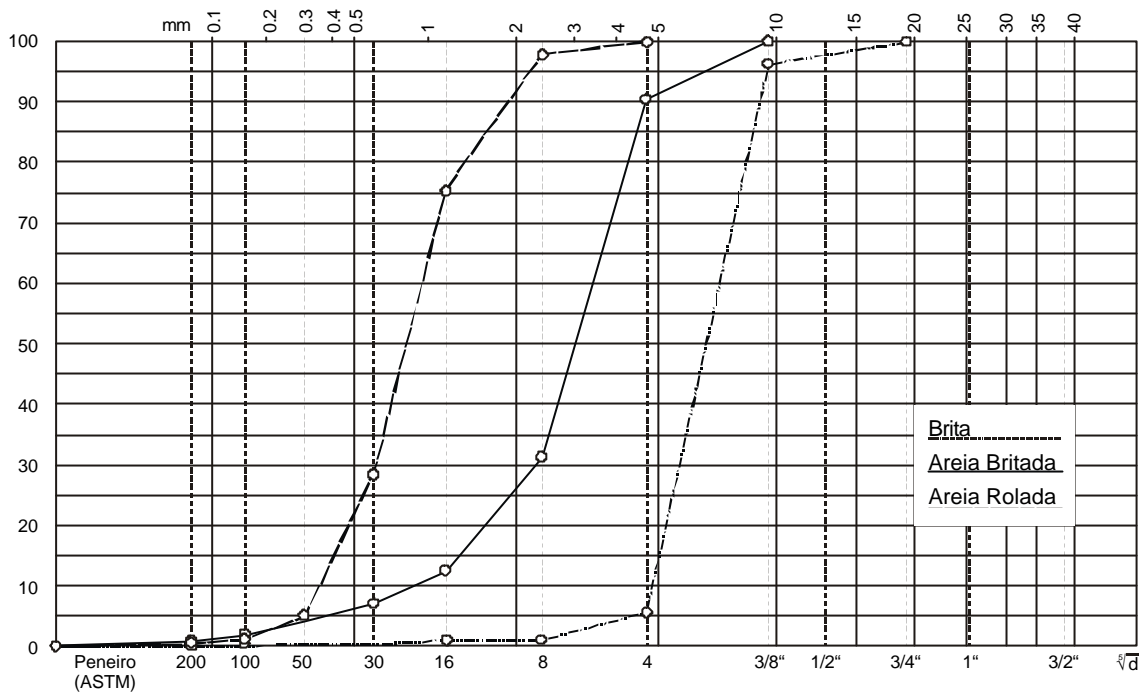


Figura 6.2 - Curva granulométrica dos agregados utilizados.

#### 6.1.4 Água

Foi utilizada água da rede pública de abastecimento da cidade de Guimarães, satisfazendo as exigências da NP-ENV 206 [6.6] e da especificação do LNEC E-372 [6.7].

#### 6.1.5 Estudo das composições utilizadas

Para o estudo das composições, fixou-se a dosagem de cimento em  $300 \text{ kg/m}^3$ , variando a razão água/cimento (A/C). Deste modo, reduziu-se o número de parâmetros variáveis nomeadamente a dosagem de cimento. Adoptou-se 4 razões A/C distintas, obtendo qualidades de betão variáveis. As razões A/C escolhidas foram as seguintes: 0.40, 0.53, 0.65 e 0.78.

Para o estudo da composição, utilizou-se o método de Faury, admitindo-se para tal uma consistência plástica. As composições das diferentes misturas utilizadas na investigação estão apresentadas na Tabela 6.6. Optou-se pela utilização de três agregados de modo a otimizar a aproximação da curva dos agregados à curva teórica segundo o método de Faury [6.8].

Tabela 6.6 - Composição das misturas (por m<sup>3</sup>).

Materiais (kg)	M40	M53	M65	M78
Cimento	300.00	300.00	300.00	300.00
Água (l)	153.63	191.00	225.49	262.86
Areia Rolada	721.17	673.56	629.62	582.03
Areia Britada	206.29	200.70	195.53	189.92
Brita	945.28	901.55	861.17	817.43

Para distinguir os tipos diferentes de betão entre si, adoptou-se a sigla *M*, seguida da razão água/cimento.

### 6.1.6. Amassaduras, colocação e consistência

A confecção do betão fresco foi realizada recorrendo a uma betoneira de eixo vertical, com capacidade máxima de 120 litros. Os materiais foram introduzidos sequencialmente na cuba, começando pelo agregado mais grosso até ao mais fino, seguido do cimento e da água. Os constituintes da mistura foram misturados a seco durante um minuto por forma a homogeneizar a mistura. De seguida, adicionou-se a água e misturou-se durante mais três minutos.

Foram realizados os ensaios de abaixamento e de espalhamento para a determinação da consistência do betão, segundo o especificado nas normas NP-87 [6.9] e a BS-1881: Part105 [6.10], respectivamente. Os resultados dos ensaios de abaixamento e de espalhamento estão apresentados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Classificação da consistência das composições.

Composição	M40	M53	M65	M78
Abaixamento (mm)	15 (S1)	30 (S1)	160 (S4)	245 (S4)
Espalhamento (mm)	360 (F2)	405 (F2)	495 (F4)	695 (-)

Os valores de abaixamento médios obtidos para as misturas M40 e M53 são relativamente baixos, tendo-se ponderado a hipótese de introduzir superplastificante. Contudo, optou-se por não o fazer, eliminando um parâmetro que, eventualmente, pudesse intervir nos resultados.

O betão foi colocado nos respectivos moldes em duas camadas consecutivas, sendo cada camada vibrada através de uma mesa vibradora, até um máximo de 15 segundos, de modo a libertar o máximo possível de ar preso, sem comprometer a homogeneidade da mistura. A Tabela 6.8 apresenta o tipo de moldes utilizados e para

que ensaios se destinavam.

*Tabela 6.8 - Provetes utilizados na investigação.*

Ensaio	Provete	Número de provetes por ensaio	Estado do provete
Resistência à compressão	10x10x10cm <sup>3</sup>	4	Saturado superfície seca
CTH	Ø10cm x20cm	6	Saturado
Resistividade	Ø10cm x20cm	6	Saturado
Permeabilidade ao oxigénio	50x50x5cm <sup>3</sup>	6	Seco
Permeabilidade à água	50x50x5cm <sup>3</sup>	6	Seco
Absorção por capilaridade	Ø10cm x20cm	4	Seco
Absorção por imersão a pressão atmos.	10x10x10cm <sup>3</sup>	4	Seco
Absorção por imersão com vácuo	50x50x5cm <sup>3</sup>	6	Seco

### 6.1.7 Condições de cura

Posteriormente à moldagem, os provetes permaneceram durante 24 horas ao ar livre, no laboratório à temperatura ambiente. De seguida, os provetes foram desmoldados e colocados numa câmara de cura dentro de água, à temperatura constante de  $21 \pm 2$  °C, até à data de ensaio. A água estava saturada de cal por forma a evitar a lixiviação desta.

## 6.2 Descrição dos ensaios

A fim de atingir os objectivos, a investigação prevê a avaliação do ensaio de resistência à compressão, da resistividade eléctrica, da migração de iões de cloro, da absorção por capilaridade, da absorção de água a pressão atmosférica, da absorção de água sob vácuo, da permeabilidade à água e da permeabilidade ao oxigénio.

### 6.2.1 Resistência à compressão

Os ensaios à compressão foram realizados segundo o procedimento descrito na Especificação do LNEC E226 [6.11]. A carga foi aplicada a uma velocidade de 10 kN/s. Foram utilizados os provetes cúbicos com aresta de 10 cm moldados de acordo com NP-1383 [6.12] e curados de acordo com as condições de cura descritas em 6.1.7.

Os valores de resistência apresentados resultam da média de ensaios em quatro

provetes. A Figura 6.3 apresenta a prensa utilizada para determinar a resistência à compressão.



Figura 6.3 - Fotografia da prensa (de preferencia com cubo de 10 cm).

### 6.2.2. Coeficiente de difusão do cloro

A determinação do coeficiente de difusão do cloro em provetes de betão normal foi baseada no procedimento *CTH Rapid Method* desenvolvido por Luping [6.13] conforme indicado no Capítulo 4.

O ensaio consiste em submeter um provete com a forma cilíndrica, com um diâmetro de aproximadamente 100 mm e uma espessura 50 mm a uma diferença de potencial de  $30 \pm 0.2$  V. A duração do ensaio é determinada em função da corrente inicial registada (ver Tabela 6.9) que se baseia na leitura inicial de intensidade de corrente efectuada no provete. A intensidade inicial é proporcional à qualidade do betão, logo, quanto melhor for a qualidade, mais tempo é necessário para efectuar o ensaio. Terminado o ensaio, a medição da profundidade de penetração é efectuada através de um processo colorimétrico.

O equipamento utilizado nestes ensaios é idêntico ao do ensaio AASHTO T 288-83. Este equipamento difere do equipamento sugerido por Luping [6.14]. No entanto, poderá ser utilizado sem alterar o conceito do ensaio. Na figura 6.4 representa-se uma das células utilizados nos ensaios.

O equipamento consiste em duas partes: o equipamento de saturação por vácuo, e o equipamento de aplicação da diferença de potencial (d.d.p.).



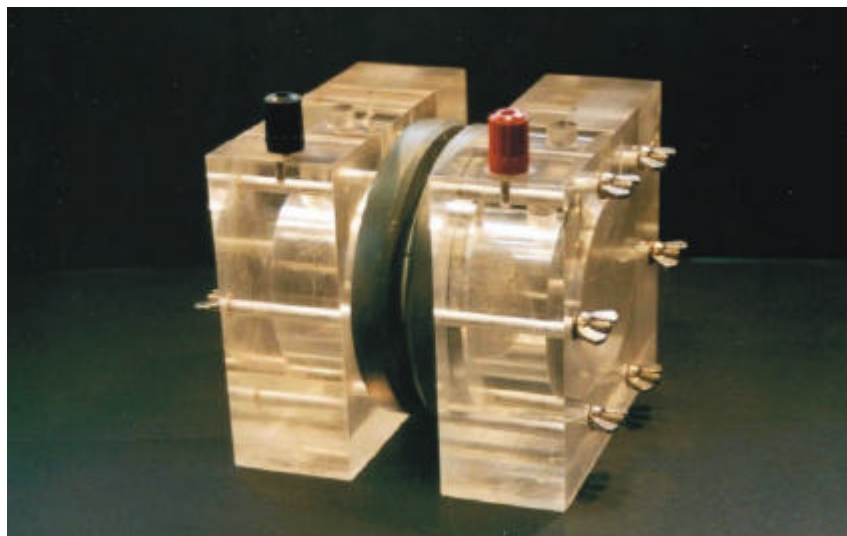


Figura 6.4 - Fotografia das células e um provete

O equipamento de saturação por vácuo é constituído por um excicador capaz de conter pelo menos três provetes, e uma bomba de vácuo capaz de manter uma pressão inferior a 10 mmHg (1.33 kPa) no excicador. O equipamento de aplicação da d.d.p. utilizado foi uma fonte de alimentação, com capacidade para fornecer uma d.d.p. de 60 V de corrente contínua (DC), tendo capacidade máxima de 3.0 A; células acrílicas e as respectivas borrachas para prender o provete e tornar estanque a célula.

Foram utilizados dois reagentes: uma solução para o cátodo constituído por 10% NaCl numa solução de 0.1 M NaOH ou seja, 4g NaOH + 100g NaCl por litro de água destilada; e uma solução para o ânodo constituído por 0.3 M NaOH, ou seja 12g NaOH por litro de água destilada. Para medir a profundidade de penetração é utilizada uma solução de 0.1 M AgNO<sub>3</sub> (nitrato de prata), armazenado em pulverizador opaco.

A preparação do ensaio consiste na impermeabilização da face lateral do provete com fita cola. A fita cola foi aplicada ao provete enquanto este estava seco. Deste modo, garantiu-se a adesão da fita à superfície e a impermeabilização desta. De seguida os provetes são colocados no excicador e cobertos com solução do ânodo. O excicador é selado e aplica-se o vácuo durante 6 horas. A pressão deve atingir 10 mmHg (1.33 kPa) em poucos minutos. Após este período de tempo permite-se a entrada de ar, mantendo-se o provete na solução do ânodo durante mais 18 horas.

Para efectuar o ensaio coloca-se o provete entre as duas células acrílicas, vedando-o

com recurso a anilhas de borracha. Preenche-se uma das células com a solução do cátodo e liga-se este ao polo negativo. Preenche-se a outra célula com a solução do ânodo ligando este ao polo positivo da fonte de alimentação. Aplica-se um d.d.p.  $30 \pm 0.2$  V e regista-se a corrente inicial com um multímetro de precisão de três casas decimais. Para betões muito densos, uma d.d.p. de 40 V pode ser aplicado em vez de 30 V. Escolhe-se a duração do ensaio em função da corrente inicial (ver Tabela 6.9).

Devido à elevada porosidade/permeabilidade de alguns dos betões ensaiados, foi necessário considerar uma duração de ensaios ainda mais curto.

*Tabela 6.9 - Duração do ensaio adaptado, para provetes de  $\bar{A}E100 \times 50$  mm segundo o método CTH [6.15]*

Corrente Inicial, $I_0$ (mA)	Duração do Ensaio, $t_{CTH}$ (horas)
$I_0 < 5$	$t_{CTH} = 168$
$5 \leq I_0 < 10$	$t_{CTH} = 96$
$10 \leq I_0 < 30$	$t_{CTH} = 48$
$30 \leq I_0 < 60$	$t_{CTH} = 24$
$60 \leq I_0 < 120$	$t_{CTH} = 8$
$120 \leq I_0 < 240$	$t_{CTH} = 4$
$I_0 > 240$	$t_{CTH} = 2$

Para intensidades de corrente superiores a 120 mA, a duração do ensaio é de quatro horas, segunda a proposta de Tang [6.16]. Verificou-se que, para o betão com razão  $A/C = 0.78$ , a penetração de cloretos era excessiva, penetrando em alguns casos a quase totalidade do provete. Por este motivo considerou-se um intervalo de tempo mais reduzido, 2 horas, para intensidade de corrente iniciais superiores a 240 mA.

Regista-se a corrente final antes de terminar o ensaio. Para medir a profundidade de penetração esvaziam-se as duas células, uma de cada vez, e retira-se o provete, removendo as anilhas de borracha. Limpam-se as superfícies dos provetes com um pano limpo.

De seguida divide-se axialmente o provete em duas metades com prensa hidráulica. Pulveriza-se com nitrato de prata nas superfícies abertas e guarda-se o provete em local escuro durante cerca de uma hora, expondo de seguida as duas metades a uma luz fluorescente durante algumas horas. Mede-se a média da frente de penetração da zona branca da parte central do provete calculando a média das duas metades. A Figura 6.5 apresenta um provete dividido em metade para medir a profundidade de

penetração. O valor médio, com uma precisão de  $\pm 0.5$  mm é a profundidade de penetração do cloro.



Figura 6.5 - Fotografia dos provetes abertos.

O coeficiente de difusão é calculado através da seguinte expressão:

$$D = \frac{R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot U} \cdot \frac{x_d - a \cdot \sqrt{x_d}}{t} \quad [6.1]$$

sendo:

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{R \cdot T \cdot L}{z \cdot F \cdot U}} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{2 \cdot c_d}{c_0} \right) \quad [6.2]$$

onde:

$D$ : coeficiente de difusão,  $\text{m}^2/\text{s}$ ;

$z$ : valor absoluto do íon de valência, para íões de cloro,  $z = 1$ ;

$F$ : constante de Faraday,  $F = 9.648 \times 10^4 \text{ J}/(\text{V} \cdot \text{mol})$ ;

$U$ : valor absoluto da diferença de potencial, V;

$R$ : constante dos gases,  $R = 8.314 \text{ J}/(\text{K} \cdot \text{mol})$ ;

$T$ : temperatura da solução, K;

$L$ : espessura do provete, m;

$x_d$ : profundidade de penetração, m;

$t$ : duração do ensaio, segundos,  $t = t_{CTH} \times 3600$ ;

$\operatorname{erf}^{-1}$ : inverso da função de erro;

$c_d$ : concentração de cloro com o qual a cor altera,  $c_d = 0.07 \text{ N}$ ;  
 $c_0$ : concentração de cloro na célula a montante,  $\text{N}$ .

Os valores de coeficiente de difusão apresentados resultam da média de ensaios em seis provetes.

### 6.2.3. Resistividade eléctrica

No ensaio de difusão acelerada CTH, é efectuada uma leitura inicial de intensidade de corrente que serve para estabelecer a duração do ensaio. Para o cálculo da resistividade eléctrica, foram utilizadas estas leituras iniciais de intensidade de corrente.

O ensaio consiste em submeter um provete de betão saturado nas condições do ensaios CTH a uma corrente contínua, aplicando uma diferença de potencial (d.d.p.) 30 V. O equipamento utilizado consiste numa fonte de alimentação capaz de fornecer uma d.d.p. de 60 VDC; e um multímetro digital (UniVolt DT64) capaz de medir intensidade, seguindo o ilustrado na Figura 6.6.



Figura 6.6 - Fotografia da fonte de alimentação de corrente contínua e o multímetro..

Após a montagem dos provetes nas respectivas células de difusão, aplica-se uma d.d.p. de  $30 \pm 0.5 \text{ V}$  medindo a intensidade de corrente.

A resistividade eléctrica do provete é determinada aplicando inicialmente a Lei de Ohm:

$$R = \frac{V}{I} \quad [6.3]$$

sendo,

$$R = r \cdot \frac{L}{A} \quad [6.4]$$

logo,

$$r = \frac{V \cdot A}{L \cdot I} \quad [6.5]$$

onde:

- R: resistência eléctrica (Ù - Ohms);
- I: intensidade de corrente (A - Amperes);
- V: diferença de potencial (V - Volts);
- $\tilde{r}$ : resistividade eléctrica (Ù.cm);
- L: comprimento (cm);
- A: área (cm<sup>2</sup>).

Os valores de resistividade eléctrica apresentados resultam da média de ensaios em seis provetes.

#### 6.2.4. Permeabilidade ao oxigénio

A célula de permeabilidade de Leeds (Figura 6.7 e 6.8) foi inicialmente desenvolvida para medir a permeabilidade ao gás [6.17] sendo modificada mais tarde, no sentido de permitir a medição da permeabilidade à água [6.18]. A célula é constituída por quatro partes:

- uma célula para o provete;
- um manómetro de pressão com precisão;
- o fornecimento de gás estável;
- um medidor de fluxo na extremidade a jusante.

O provete de betão é colocado num cilindro de borracha no interior de uma manga de PVC. A pressão aplicada força o cilindro de borracha para o interior contra o provete tornando estanques as face laterais do provete. Como a textura superficial do provete não é perfeitamente lisa, uma fina camada de silicone (0.5 mm) é aplicada à superfície curva do provete e deixada a curar a determinada temperatura durante pelo menos 12 horas antes de se iniciar o ensaio. Esta fina camada permite obter uma interface de selagem perfeita com o cilindro de borracha.

Para medir a permeabilidade ao oxigénio dos provetes de betão, adoptou-se o

procedimento descrito na E 392 [6.19]. Para determinação da permeabilidade ao oxigênio foi utilizado um permeâmetro desenvolvido na Universidade de Leeds.

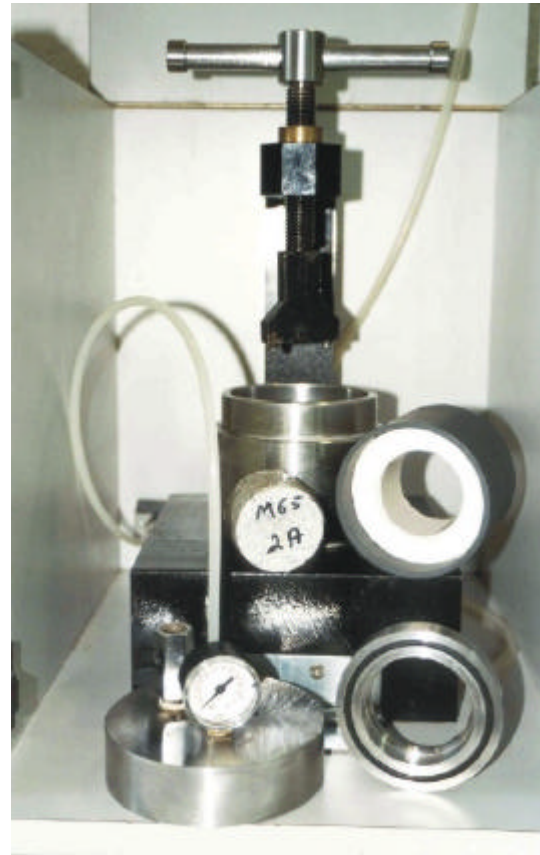


Figura 6.7 e 6.8 - Fotografias do Permeâmetro de Leeds.

Este permeâmetro permite submeter provetes a uma determinada pressão durante um período de tempo desejado, garantindo que o fluxo do fluido que atravessa o provete é estável e uniaxial.

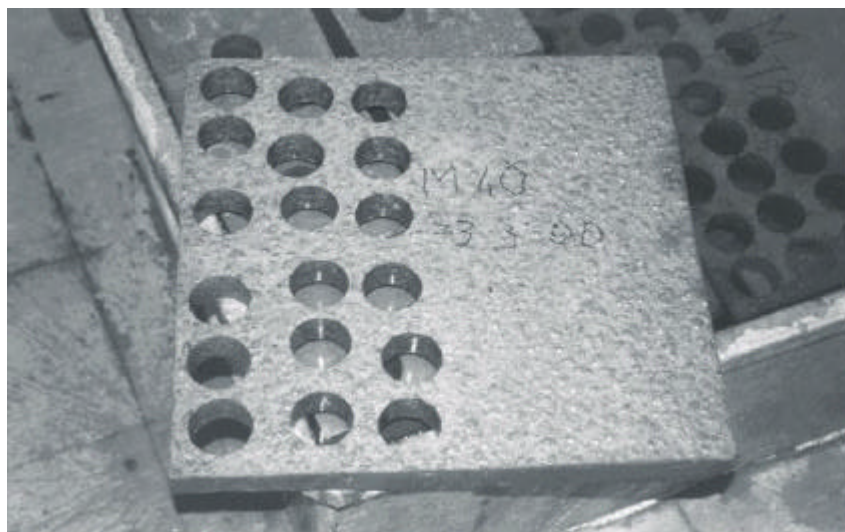


Figura 6.9 - Fotografia da lajeta do betão e dos provetes caroteados.

Os provetes cilíndricos ensaiados com dimensões de cerca de 5 cm de diâmetro e de cerca de 4 cm de altura foram obtidos por carotagem a partir de uma lajeta de betão com dimensões de 50 cm x 50 cm (Figuras 6.9 e 6.10).

No que concerne ao método de ensaio, após secagem dos provetes em estufa a 110 °C durante 24 horas, estes foram impermeabilizados lateralmente com uma fina camada de silicone para garantir uma penetração uniaxial apenas através do topo do provete. Os provetes foram deixados em excicador durante algumas horas para permitir o endurecimento do silicone sendo depois colocados na célula de permeabilidade. Dentro da célula, o provete é colocado sob pressão no interior de um cone de borracha que veda lateralmente a amostra depois de se pressionar convenientemente, o topo da célula.



*Figura 6.10 - Fotografia dos provetes preparado para o ensaio.*

O oxigénio é aplicado a determinada pressão sendo o fluxo de gás medido na extremidade a jusante recorrendo a um tubo capilar. Os tubos capilares com diferentes diâmetros são utilizados dependendo da permeabilidade dos provetes ensaiados. Quanto maior for a permeabilidade, maior será o diâmetro da pipeta utilizada. As medições de fluxo constante são efectuadas uma vez atingida o fluxo constante. Este período varia entre 15 minutos até algumas horas, dependendo da estrutura porosa e do grau de saturação do provete em ensaio.

Os valores de pressão de oxigénio utilizados variaram entre 2 e 4 bar de acordo com a permeabilidade dos betões ensaiados, de modo a permitir leituras correctas de fluxo,

i.e., de modo a que o tempo de um percurso de 10 cm de uma bolha de sabão no tubo de vidro se situasse entre os 30 e 60 segundos.

A permeabilidade ao gás é obtida pela lei de D'Arcy modificada, que calcula o volume de fluido que atravessa o provete, a determinada pressão média no interior do provete [6.20].

$$K_G = \frac{2Q \cdot L \cdot h \cdot p_f}{A \cdot (p_1^2 + p_2^2)} \quad [6.6]$$

onde  $K_G$ : coeficiente de permeabilidade ( $m^2$ );  
 $h$ : viscosidade do gás ( $Ns/m^2$ );  
 $Q$ : volume de gás escoamento ( $m^3$ );  
 $L$ : espessura da secção atravessada (m);  
 $A$ : área penetrada ( $m^2$ );  
 $p_f$ : pressão a que o volume  $Q$  é medido ( $N/m^2$ );  
 $p_1$ : pressão de entrada do gás ( $N/m^2$ );  
 $p_2$ : pressão de saída do gás ( $N/m^2$ ).

Sabendo que a viscosidade do oxigénio a 20°C é de  $2.02 \times 10^{-16} N.s/m^2$ , a permeabilidade aparente do oxigénio pode ser calculada de acordo com a seguinte equação:

$$K_G = \frac{4.04 \cdot Q \cdot L \cdot 10^{-16}}{A \cdot (p_1^2 - p_2^2)} \quad [6.7]$$

Os valores do coeficiente de permeabilidade intrínseca ao oxigénio apresentados resultam da média de ensaios em seis provetes.

### 6.2.5. Permeabilidade à água

Após o ensaio de permeabilidade ao oxigénio os corpos de prova foram conservados secos em excicador e de seguida submetidos ao ensaio de permeabilidade à água. [6.21]

A permeabilidade à água pode ser medida no mesmo provete utilizado para efectuar a medição de permeabilidade ao oxigénio. Com o provete já na célula de permeabilidade, a água é introduzida na parte superior do provete, e a pressão é aplicada de modo a forçar a água a penetrar através do provete. Apesar do coeficiente de permeabilidade à água poder ser calculado através da equação de D'Arcy quando



for atingido o fluxo através do provete, na célula de permeabilidade de Leeds, a medição da permeabilidade é efectuada através de um método de profundidade de penetração da água. Desta modo, o tempo de ensaio é reduzido drasticamente, melhorando a repetibilidade do ensaio.

A duração do ensaio varia em função da pressão aplicada e da porosidade do provete, podendo demorar de 30 minutos a algumas horas.

Como referido acima, a medição da permeabilidade pode ser efectuada através de um método de medição de profundidade de penetração da água. Nestes casos é utilizada a equação de Valenta [6.22]. A equação, que foi deduzida para calcular o coeficiente de permeabilidade à água, é apresentada a seguir:

$$k_W = \frac{d_p^2 \cdot d}{2 \cdot h \cdot t} \quad [6.8]$$

em que:

$k_W$ : coeficiente de permeabilidade à água (m/s);

$d_p$ : profundidade de penetração da água (m);

$d$ : porosidade do provete;

$h$ : altura da água (mH<sub>2</sub>O), 1bar = 10.207 mH<sub>2</sub>O;

$t$ : tempo que levou a penetrar à profundidade  $d_p$  (s).

Para converter o coeficiente de permeabilidade à água  $k_W$  expresso em m/s em permeabilidade intrínseca  $K_W$  expresso em m<sup>2</sup>, que é independente das propriedades do líquido, recorre-se à seguinte expressão de conversão:

$$K_W \text{ (m}^2\text{)} = 1.02 \times 10^{-7} k_W \text{ (m/s)} \quad [6.9]$$

A reprodutibilidade das medições de permeabilidade à água são substancialmente melhoradas pela utilização de indicadores de cores para determinar a fronteira da penetração da água. Foi utilizado o indicador fenolftaleína, cujo factor de conversão é de

$$K_W \text{ (m}^2\text{)} = 1.3 \times 10^{-7} k_W \text{ (m/s)} \quad [6.10]$$

Este indicador resulta da mistura de 5ml de fenolftaleína em 500ml de etanol que por sua vez são misturadas em 500 ml de água.

Após o término do ensaio, o provete é dividido em dois, sendo medida a profundidade de penetração através do processo colorimétrico, como está ilustrado na Figura 6.11.



Figura 6.11 - Fotografia dos provetes abertos com fenolfetalaina.

Os valores de coeficiente de permeabilidade intrínseca à água apresentados resultam da média de ensaios em seis provetes.

#### 6.2.6. Absorção de água por capilaridade

Para medir a absorção por capilaridade dos provetes de betão adoptou-se o procedimento descrito na E 393 [6.23].

A absorção de água por capilaridade é calculada dividindo o aumento de massa ao fim de intervalos de tempo pré-determinados pela área da face inferior do provete que esteve em contacto com a água.

Os provetes possuíam um volume médio de  $1.73e-3 \text{ m}^3$ , de secção circular com uma diâmetro médio de 10.5 cm, sendo a altura do provete, pelo menos, o dobro do seu diâmetro.

A preparação dos provetes consiste na execução dos seguintes passos:

1. Limpa-se a superfície do provete com um pano húmido para eliminar a humidade em excesso, sendo efectuadas medições das dimensões e do peso.
2. Colocam-se os provetes numa estufa à temperatura de  $45 \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$ , durante 7 dias. Desta forma, verifica-se que após este período, a perda de peso por evaporação da água em duas pesagens consecutivas é inferior a 0.175 %.

Os provetes de betão são colocados num tabuleiro com suportes destinados a manter a face inferior do provete em contacto com a água. Após a colocação dos provetes à temperatura ambiente, introduz-se água até que o nível atinja  $5 \pm 1$  mm acima da face inferior do provete, tendo o cuidado para evitar molhar as outras faces. Cobrem-se os provetes e tabuleiro com uma campânula para evitar a evaporação da água e mantém-se o nível de água constante.

São efectuadas medições ao fim de 3, 6, 24 e 72 horas desde a colocação do provete na água. Para efectuar a pesagem, retira-se o provete e permite-se que a água escorra deste durante  $60 \pm 5$  segundos, numa superfície não absorvente. De seguida pesam-se os provetes, sendo  $M_i$  a massa do provete no tempo  $t_i$ .

Na medida do possível, foi determinada a altura da água absorvida por capilaridade, observando a variação na tonalidade superficial do provete. Por fim, após as 72 horas, efectuou-se o ensaio de compressão diametral de modo a confirmar a altura de água absorvida.



Figura 6.12 - Fotografia dos provetes na balança.

Para determinar a absorção de água por capilaridade, é calculado o aumento de massa,  $M_i - M_0$ , dividindo-o pela área da face inferior do provete que esteve em contacto com a água. Os resultados são expressos em  $\text{kg/m}^2$  para cada tempo  $\sqrt{t_i}$ . Efectua-se o melhor ajuste de uma recta aos pontos obtidos. O declive da recta corresponde ao coeficiente de absorção capilar. A altura da ascensão capilar é expressa em milímetros.

Os valores do coeficiente de absorção por capilaridade apresentados resultam da média de ensaios em quatro provetes.

### 6.2.7. Absorção de água por imersão (pressão atmosférica)

A absorção de água por imersão à pressão atmosférica efectuou-se de acordo com o procedimento descrito na E 394 [6.24].

Para realizarem estes ensaios utilizaram-se provetes cúbicos de 10 cm de aresta.

Retiraram-se os provetes da água, limpavam-se as superfícies com um pano húmido e pesaram-se. A massa dos provetes saturados,  $m_1$ , foi obtida após saturação dentro de água durante pelo menos 28 dias. Após alcançada a massa constante, pesou-se os provetes dentro de água,  $m_2$ , obtendo a massa hidrostática dos provetes após saturação.

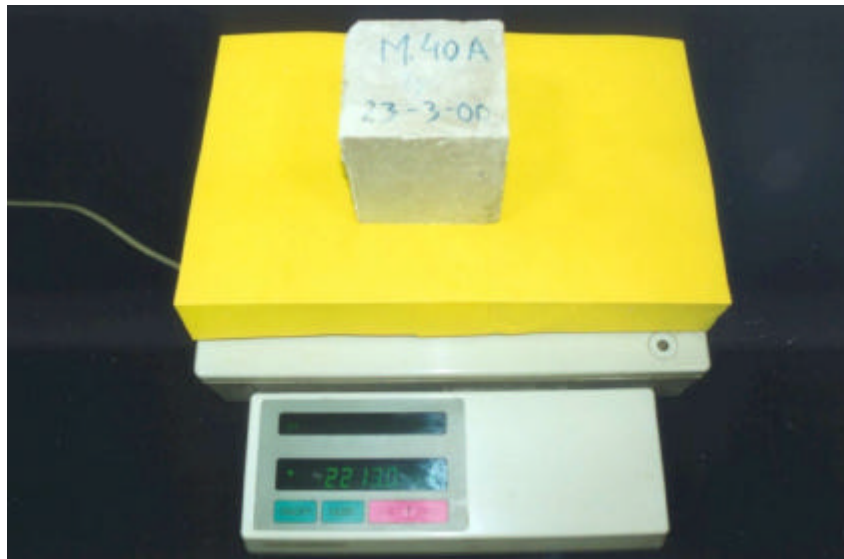


Figura 6.13 - Fotografia dos provetes na balança.

Procedeu-se à secagem dos provetes em estufa à temperatura de  $105 \pm 5$  °C. Considerou-se alcançada a massa constante quando, a diferença entre as massas obtidas em duas pesagens consecutivas, intervaladas pelo menos 24 horas, for inferior a 0.1 % da média das duas leituras, obtendo assim  $m_3$ , massa do provete seco. A Figura 6.13 ilustra a pesagem de um provete.

A absorção de água por imersão é calculada, em percentagem, através da expressão seguinte:

$$A = \frac{m_1 - m_3}{m_1 - m_2} \times 100 \quad [6.11]$$

onde:

$m_1$ : massa do provete saturado no ar;

$m_2$ : massa hidrostática do provete após saturação;

$m_3$ : massa do provete seco;

Os resultados obtidos encontram-se arredondados às décimas. Cada valor de absorção de água por imersão à pressão atmosférica apresentado é resultante da média de ensaios em quatro provetes.

### 6.2.8. Absorção de água por imersão (sob vácuo)

A porosidade aberta foi determinada utilizando um equipamento que se baseia no princípio da saturação por vácuo descrito na E 395 [6.25].

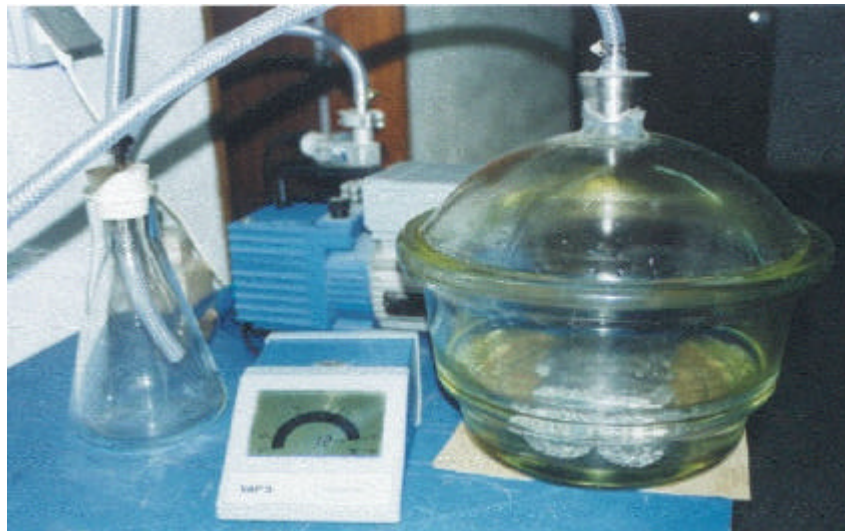


Figura 6.14 - Fotografia do equipamento de aplicação do vácuo

O ensaio para determinar a porosidade aberta consistiu em submeter primeiro provetes ao vácuo (de cerca de 0.7 mbar) durante 3 horas sendo, após este período, saturados em água destilada e submetidos novamente a vácuo durante um novo período de 3 horas.

As amostras foram colocadas no excicador sob o vácuo durante 3 horas, como ilustrado na Figura 6.14. Ao fim deste tempo, deixou-se entrar água destilada no excicador de modo a que os provetes ficassem submersas. De seguida iniciou-se novamente o vácuo por mais 3 horas. Ao fim deste tempo a bomba de vácuo foi desligada. Nesta fase deixou-se entrar ar no excicador até ser restabelecida a pressão atmosférica, o que resultou numa pressão adicional, forçando ainda mais a entrada da

água nos poros das amostras.

A porosidade aberta foi determinada pela seguinte equação:

$$A = \frac{m_1 - m_3}{m_1 - m_2} \times 100 \quad [6.12]$$

onde:

$m_1$ : massa do provete saturado no ar;

$m_2$ : massa hidrostática do provete após saturação;

$m_3$ : massa do provete seco;



Figura 6.15 - Fotografia dos provetes no excicador.

Os resultados obtidos foram arredondados às décimas, sendo cada valor de absorção de água por imersão sobre vácuo apresentado, resultante da média de ensaios em quatro provetes.

A Figura 6.15 apresenta o armazenamento dos provetes após o ensaio de absorção.

### 6.3 Bibliografia - Capítulo 6

- [6.1] *NP 2064 (1991)*; Cimentos: Definições, composição, especificações e critérios de conformidade. IPQ.
- [6.2] *Bogue, R.H.; (1955)*; Chemistry of Portland Cement. Reinhold, New York,
- [6.3] *NP 954 (1973)*; Inertes para argamassas e betões: Determinação das massas volúmicas e de absorção de água de areias. IPQ.
- [6.4] *E 237 (1970)*, Agregados. Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles. LNEC, 3 pp.
- [6.5] *NP 1379 (1979)*; Inertes para argamassas e betões: Análise granulométrica. IPQ.
- [6.6] *NP ENV 206 (1993)*; Betão: Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade. IPQ, 21 pp.
- [6.7] *E 372 (1993)* - Água de amassadura para betões: Características e verificação da conformidade.
- [6.8] *Fauy, J.; (1958)*; Le béton. Influence de ses constituents inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition. Sa confection et son transport sur les chantiers. Dunod, Paris, 188 pp.
- [6.9] *NP 87 (1964)*; Consistência do betão: Ensaio de abaixamento. IPQ.
- [6.10] *BS-1881 : Part 105 (19??)*; Method for determination of flow. London.
- [6.11] *E 226 (1968)*; Betão: Ensaio de compressão. LNEC, Lisboa, ?? pp.
- [6.12] *NP 1383 (1976)*; Betões: preparação de provetes para ensaios de compressão e de flexão. IPQ.
- [6.13] *Luping, T.; (1996)*; Chloride transport in concrete - Measurement and prediction. Doctoral Thesis, Chalmers University of Technology, Gotemborg, Sweden, 88 pp.
- [6.14] *Luping, T.; (1996)*; Chloride transport in concrete - Mesurement and Prediction. Doctoral Thesis, Chalmers tekniska Hogskola, pp. 88 + 12 papers.
- [6.15] *Tang, L.; Nilsson, O. L. (1989)*, Rapid determination of chloride diffusivity, Materials Journal, ACI, January-February, Vol. 89, nº 1, pp. 49-53.
- [6.16] *Tang, L.; (1996)*, Electrical accelerated methods for determining chloride diffusivity in concrete - current development, Magazine of Concrete Research, September, Vol. 48, nº 176, pp. 173-180.
- [6.17] *Grube, H; Lawrence, C.D.; (1984)*; Permeability of concrete to oxygen. Proc. RILEM Seminar on Durability of Concrete Structures under normal outdoor exposure. Hanover, pp. 68-79. *citado de [6.18]*
- [6.18] *Cabrera, J.G.; (1999)*; Design and production of high performance concrete. Proceedings of International Conference: Infrastructure Regeneration and Rehabilitation Improving the Quality of Life Through Better Construction, Sheffield, pp.1-14.
- [6.19] *E 392 (1993)* - Betões: Determinação da permeabilidade ao oxigénio. LNEC. Portugal.
- [6.20] *Yssorche, M. P.; Bigas, J. P.; et al (1995)*, Mesure de la perméabilité à l'air des bétons au moyen d'un perméamètre à charge variable, Materials and Structures, RILEM, Vol. 28, pp. 401-405.
- [6.21] LNEC, Especificação E392-1993, "Betões- Determinação da Permeabilidade à água", (1993).
- [6.22] *Valente, O; (1970)*; The permeability of concrete in aggressive conditions. Proc. 10<sup>th</sup> International Congress on large Dams. Montreal, pp. 103-117. *citado de [6.18]*
- [6.23] *E 393 (1993)* - Betões: Determinação da absorção de água por capilaridade. LNEC. Portugal.
- [6.24] *E 394 (1993)* - Betões: Determinação da absorção de água por imersão - Ensaio à pressão atmosférica. LNEC. Portugal.
- [6.25] *E 395 (1993)* - Betões: Determinação da absorção de água por imersão - Ensaio no vácuo. LNEC. Portugal.

## Capítulo Sete

### Resultados e análise

---

<b>7.1 Introdução</b>	<b>7.3</b>
7.1.1 Medidas de localização	7.3
7.1.2 Medidas de dispersão	7.4
7.1.3 Box-plot	7.6
<b>7.2 Apresentação e análise dos resultados</b>	<b>7.7</b>
7.2.1 Resistência à compressão	7.7
7.2.2 Coeficiente de difusão do cloro	7.13
7.2.3 Resistividade eléctrica	7.17
7.2.4 Permeabilidade ao oxigénio	7.20
7.2.5 Permeabilidade à água	7.24
7.2.6 Absorção de água por capilaridade	7.27
7.2.7 Absorção de água por imersão (pressão atmosférica)	7.31
7.2.8 Absorção de água por imersão (sob vácuo)	7.34
<b>7.3 Comparação dos ensaios e correlação dos resultados obtidos</b>	<b>7.38</b>
7.3.1 Duração dos ensaios	7.38
7.3.2 Dispersão dos resultados dos ensaios	7.39
7.3.3 Sensibilidade dos ensaios	7.41
7.3.4 Correlação entre ensaios	7.43
<b>7.4 Bibliografia - Capítulo 7</b>	<b>7.51</b>





## 7.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios efectuados, e da análise do relacionamento entre estes ensaios.

Para analisar os resultados dos ensaios recorre-se a técnicas estatísticas. Para representar o conjunto dos resultados dos ensaios de forma mais resumida e que permita também a comparação de diferentes distribuições, é necessário recorrer às medidas de estatística descritiva. Estas medidas descritivas permitem-nos sumarizar os resultados através de um conjunto menor de valores. De entre as medidas descritivas distinguem-se as medidas de localização e as medidas de dispersão.

### 7.1.1 Medidas de localização

As medidas de localização servem para localizar os valores observados da variável no eixo dos números reais. As mais importantes são as medidas de tendência central pois representam os fenómenos pelos seus valores médios, em torno dos quais tendem a concentrar-se os valores observados.

A média aritmética é a medida de tendência central mais utilizada e de mais fácil interpretação. A média aritmética é a soma de todos os valores observados dividida pelo número de observações.

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (7.1)$$

em que:

$\bar{X}$ : média aritmética;

$X_i$ : valores individuais observados;

$n$ : tamanho da amostra.

É uma medida influenciada por todos os valores observados. Qualquer alteração num destes valores produz uma modificação no valor da média. Simultaneamente, a média poderá tomar um valor diferente de todos os observados.

O valor da média pode ser enviesado por apenas alguns valores extremos. Por considerar todos os valores observados no seu cálculo, a média poderá deixar de ser representativa se a distribuição for altamente assimétrica devido a alguns valores extremos. A média é a medida de tendência central mais eficiente quando se trata de

inferir sobre uma população a partir de dados recolhidos apenas para uma amostra.

É possível ordenar os dados por ordem crescente ou decrescente de tamanho ou importância e tomar o valor central como a média. Este valor é chamado mediana. É definido como valor da variável que ocupa a posição central na sucessão de observações ou na distribuição de frequências, isto é, o número de observações para valores que lhe são inferiores deverá ser igual ao número de observações para valores que lhe são superiores, depois de se colocarem os dados quer por ordem crescente, quer decrescente de valores.

A mediana é fácil de calcular e de compreender. É determinada pelo número de observações e não pelo seu valor. Deste modo, os valores extremos, quer sejam grandes ou pequenos, não afectam o valor da mediana.

É uma medida muito utilizada sobretudo para distribuições fortemente assimétricas por não ser afectada por valores extremos. Contudo, para fins de inferência estatística, a mediana não satisfaz as propriedades de um bom estimador.

### **7.1.2 Medidas de dispersão**

As medidas de localização não são suficientes, por si só, para caracterizar de forma adequada a distribuição de frequências de uma variável e, por essa razão, devem ser sempre acompanhadas de uma medida que dê uma indicação da dispersão dos valores da variável. As medidas de dispersão servem para verificar a representatividade das medidas de localização, pois é muito comum encontrar variáveis que, apesar de terem a mesma média, são compostas de valores bem distintos.

As medidas de dispersão utilizadas necessitam de uma medida de localização como termo de comparação. É o caso da variância e do desvio-padrão. Quando se pretende comparar a dispersão entre dois ou mais conjuntos de dados pode ainda utilizar-se uma medida de dispersão relativa como o coeficiente de variação.

Como os próprios termos dispersão e variação indicam, este tipo de medidas de estatística descritiva identificam o modo como os valores observados se afastam das medidas de tendência central.

Existem duas razões importantes que justificam o cálculo de uma medida de

dispersão. A primeira consiste na necessidade de se obter um instrumento que nos permita avaliar a representatividade do valor médio num conjunto de dados. Se existir uma grande variação dos valores observados, uma medida de tendência central, por si só, pouca informação nos dá. A segunda razão prende-se com a necessidade de conhecer a dispersão dos valores com o objectivo de serem tomadas medidas concretas para a controlar.

A variância é a soma do quadrado das diferenças entre os valores da variável e a média, dividida pelo numero total de observações:

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n} \quad (7.2)$$

em que:

$s^2$ : variância.

A variância tem a desvantagem de se traduzir no quadrado das unidade em que está definida a variável. Por essa razão, é mais utilizado, como medida de dispersão, o desvio-padrão, que se define como sendo a raiz positiva da variância:

$$s = +\sqrt{s^2} \quad (7.3)$$

em que:

$s$ : desvio-padrão.

O desvio-padrão é a medida de dispersão mais utilizada. As suas propriedades matemáticas tornam-no particularmente apropriado em situações de inferência estatística.

O desvio-padrão é afectado por todos os valores observados e, portanto, qualquer alteração dos valores observados provoca uma alteração do primeiro. O seu valor pode ser fortemente influenciado por apenas alguns valores extremos. Por essa razão, a sua utilização é menos aconselhada em distribuições altamente assimétricas.

Todas as medidas de dispersão até agora apresentadas são medidas absolutas, pois estão dependentes das unidades em que vem expressa a variável, não servindo assim de medidas de comparação da dispersão de duas distribuições, sobretudo se estas estiverem definidas em unidades de medida diferentes, ou se as médias das duas distribuições forem diferentes.

O coeficiente de variação,  $Cv$ , é uma medida relativa de dispersão, útil para a compreensão em termos relativos do grau de concentração em torno das médias, de distribuição de frequências distintas. É dado pela relação, em termos percentuais, entre o desvio-padrão e a média da distribuição.

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \cdot 100 \quad (7.4)$$

em que:

$Cv$ : coeficiente de variação (%).

Não existe uma regra geral para determinar qual a medida de dispersão mais adequada em determinada situação. Na escolha da medida mais apropriada deve ser considerado o tipo de dados disponíveis e as características de cada medida.

### 7.1.3 Box-plot

O box-plot é uma ferramenta que permite efectuar uma análise comparativa dos dados, numa tentativa de determinar a sua tendência central, a sua dispersão, a sua assimetria e a existência de resultados aberrantes. Um box-plot é um gráfico que resume cinco medidas da distribuição dos dados:

- a mediana dos dados;
- o quartil inferior;
- o quartil superior;
- a observação mais pequena, e
- a observação maior.

Como pode ser observado na Figura 7.1, a mediana é representado por uma linha horizontal no interior da caixa. Os limites superiores e inferiores da caixa representam os quartis superiores e inferiores respectivamente. O intervalo inter-quartil,  $IQ$ , é a distância do quartil superior ao quartil inferior. O limite superior é definido como sendo a distância  $1.5 \times IQ$  a contar a partir do quartil superior. Por conseguinte, o limite inferior é definido como sendo a distância  $1.5 \times IQ$  a contar a partir do quartil inferior.

Os box-plots são poderão ser utilizados nos seguintes casos:

- Identificar a localização dos dados em função da localização da mediana;
- Identificar a distribuição dos dados baseado no comprimento da caixa, ou seja, o intervalo inter-quartil, e o comprimento dos bigodes, ou seja, a gama de

- dados para o qual não existe observações extremas;
- Identificar possíveis assimetrias da distribuição dos dados;
  - Identificar valores suspeitos de serem aberrativos, e
  - Permitir comparar dois ou mais conjuntos de dados. Desenhando várias caixas, para cada conjunto de dados à mesma escala, podemos efectuar uma análise comparativa dos dados.

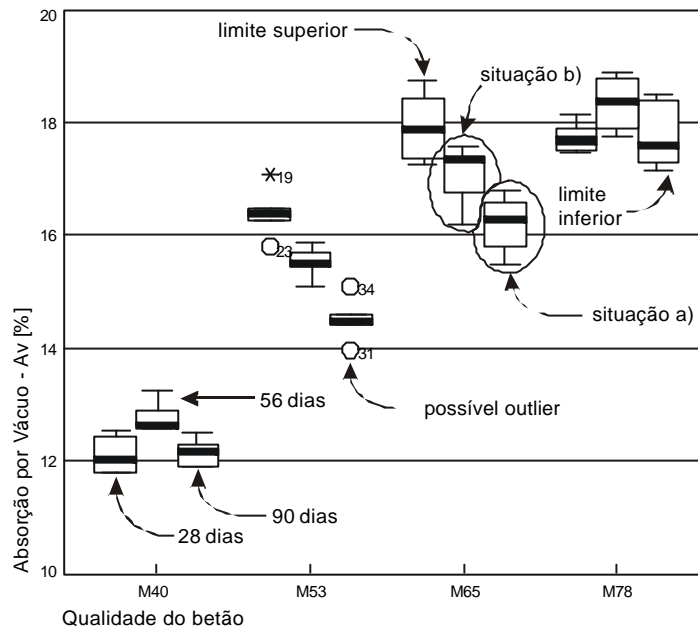


Figura 7.1 - Exemplo de um gráfico Box-plot

Utilizando a Figura 7.1 como exemplo, verifica-se para a situação a), a mediana situa-se a meio da caixa, estando os limites do  $IIQ$  igualmente afastados. Na situação b), assiste-se a uma assimetria da média e dos limites do  $IIQ$ . Dos resultados obtidos, há tendência para obter valores superiores.

## 7.2 Apresentação e análise dos resultados

### 7.2.1 Resistência à compressão

Os ensaios da resistência à compressão foram realizados de acordo com o procedimento descrito no ponto 6.2.1. Os provetes de betão são sujeitos a uma carga constante de compressão até à rotura.

Apresentam-se de seguida os resultados mais significativos dos ensaios de determinação da resistência à compressão. Na Tabela 7.1, apresentam-se as

resistências à compressão médias para idades diferentes, o valor do desvio padrão, e o coeficiente de variação para as medições efectuadas.

Tabela 7.1 - Resistência à Compressão

Idade [dias]	M40 [MPa]		M53 [MPa]		M65 [MPa]		M78 [MPa]	
	R <sub>CM</sub>	s / Cv[%]	R <sub>CM</sub>	s / Cv[%]	R <sub>CM</sub>	s / Cv[%]	R <sub>CM</sub>	s / Cv[%]
7	30.15	2.480	24.15	1.682	14.29	0.342	10.12	0.749
		8.23		6.97		2.39		7.40
28	44.03	2.289	36.94	0.711	23.39	2.319	16.13	0.525
		5.20		1.92		9.92		3.25
56	48.32	1.870	47.02	1.701	26.90	0.933	21.01	1.720
		3.87		3.62		3.47		8.19
90	52.21	1.628	47.69	1.578	27.85	0.891	20.02	0.727
		3.12		3.31		3.20		3.63

Nas Figuras 7.2 a 7.5 são apresentados a dispersão dos resultados, sendo apresentado o valor máximo e mínimo registado para a obtenção do valor médio.

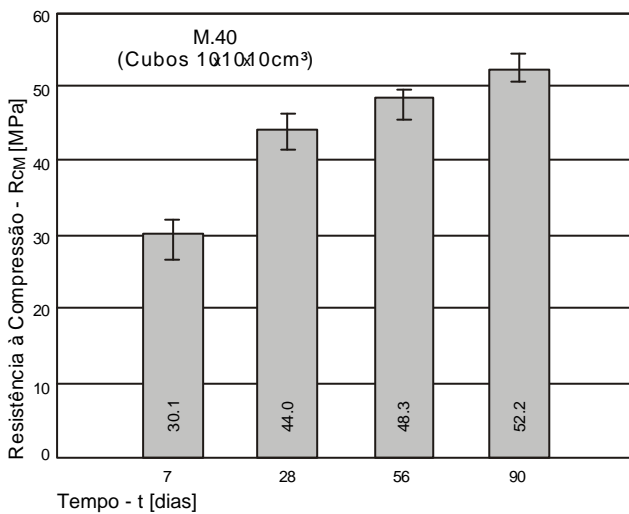


Figura 7.2 - Resistência à compressão M40

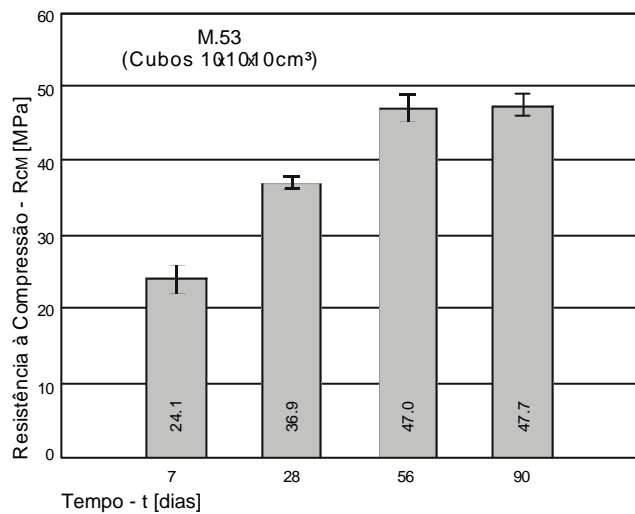


Figura 7.3 - Resistência à compressão M53

Analisando os dados da Tabela 7.1, verifica-se que o maior coeficiente de variação é 9.92 %, significando que, de um modo geral, a dispersão dos resultados é pequena. Isto pode ser confirmada observando as Figuras 7.2 a 7.5, em que estão representados os valores mínimos e máximos de R<sub>C</sub>. Os coeficiente de variação médios obtidos são de 5.10 %, 3.96 %, 4.74 % e 5.62 % para os betões M40, M53, M65 e M78 respectivamente.

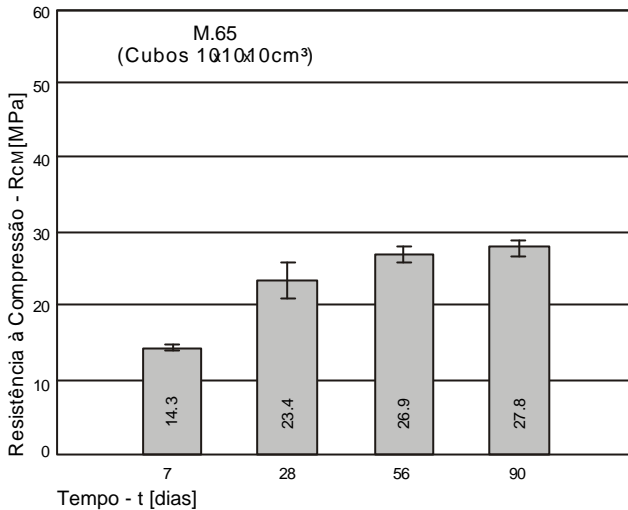


Figura 7.4 - Resistência à compressão M65

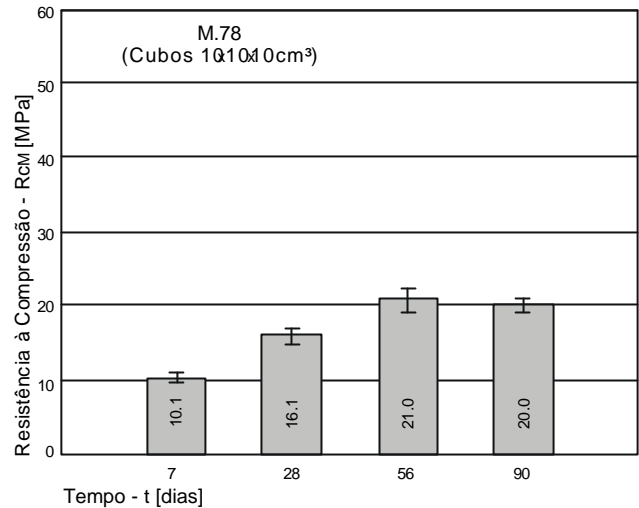


Figura 7.5 - Resistência à compressão M78

Para averiguarmos se o número de amostras utilizadas para obter um valor médio é adequado, determinou-se o intervalo de confiança com os resultados do betão com o maior coeficiente de dispersão (M65 aos 28 dias). Recorreu-se à distribuição *t-Student* uma vez que o número de amostras é inferior a 30 [7.1]:

$$\bar{X}_n - t_{\frac{\alpha}{2}, n-1} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} < m < \bar{X}_n + t_{\frac{\alpha}{2}, n-1} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \quad (7.5)$$

em que

$\bar{X}_n$ : média amostral;

$t_{\frac{\alpha}{2}, n-1}$ : variável de *t-student*, dependente do número de graus de liberdade  $n$ , e

da confiança  $(1-\alpha)$ ;

$n$ : graus de liberdade = número de amostras;

$s$ : desvio padrão amostral;

Substituindo os valores para determinar o intervalo de confiança para 95% obtém-se:

$$23.39 - 3.182 \cdot \frac{2.319}{\sqrt{4}} < m < 23.39 + 3.182 \cdot \frac{2.319}{\sqrt{4}} \quad (7.6)$$

ou seja, 19.70 MPa < média < 27.08 MPa.

Todos os valores registados no ensaio encontram-se inscritos no intervalo de confiança de 95 %, e portanto podemos concluir que, para a determinação da resistência à compressão, a utilização de 4 amostras foi suficiente.

A classe de resistência do betão foi determinada segundo os critérios de verificação da conformidade pela norma NP ENV 206 [7.2].



Utilizando o critério 1 (adaptado para 4 amostras em vez das seis exigidas), é necessário verificar as seguintes duas expressões:

$$\bar{X}_4 \geq f_{ck} + I \cdot S_4 \quad (7.7)$$

e

$$X_{\min} \geq f_{ck} - k \quad (7.8)$$

em que:

$X_4$ : resistência média do conjunto de quatro amostras;

$X_{\min}$ : menor valor individual do conjunto de quatro amostras;

$S_4$ : desvio padrão das resistências do conjunto de quatro amostras;

$f_{ck}$ : resistência característica do betão;

$I, k$ : parâmetros estatísticos ( $I=1.896, k=3$ );

As resistências características obtidas bem como a classificação do betão nas classes de resistência estão apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 - Classe de resistência dos betões

Betão	M40	M53	M65	M78
$f_{ck}$ [MPa]	39	33	18	13
Classe	C30/37	C25/30	C12/15	< C12/15

Observando as Figuras 7.2 a 7.5 e a Figura 7.6, verifica-se que os valores da resistência à compressão média,  $R_{CM}$ , possuem um desenvolvimento esperado ao longo do tempo. Como excepção, o valor do betão M78 aos 90 dias (20.02 MPa) é ligeiramente inferior ao valor obtido aos 56 dias (21.01 MPa). Verifica-se que a partir dos 56 dias, a tendência geral é para os valores da  $R_{CM}$  não aumentarem. Isto deve-se ao facto de, com o tempo, a quantidade de cimento não hidratado ser cada vez menor, sendo este efeito mais nítido quanto maior for a razão água cimento.

A Figura 7.6 permite analisar o efeito da razão água/cimento na  $R_{CM}$  dos betões, ao longo do tempo.

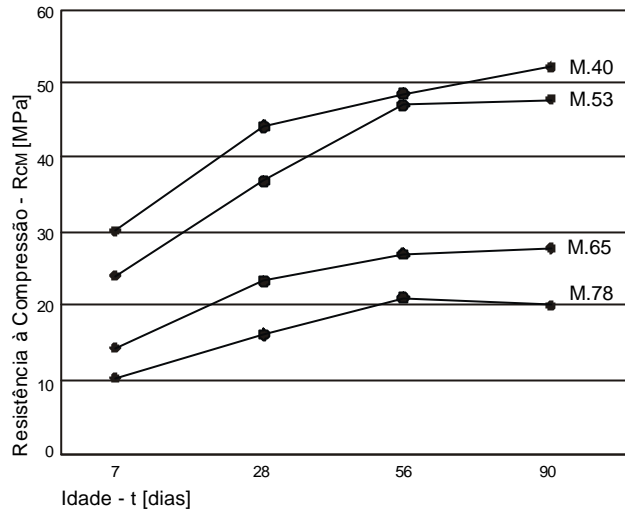


Figura 7.6 - Efeito da razão água/cimento na  $R_{CM}$  dos betões, ao longo do tempo

A partir de determinada idade, a quantidade de cimento por hidratar é muito pequena e, associado a uma taxa de hidratação reduzida, i.e. ao facto da água ter que penetrar do exterior até ao cimento não hidratado, deixará de se notar o acréscimo de resistência, tão notório nas idades mais jovens.

Para estimar a resistência máxima alcançável, foi utilizada a expressão proposta por Jalali [7.3]:

$$R_i = R_{MAX} \cdot (1 - \exp(-k \cdot t_i^n)) \quad (7.9)$$

em que:

$R_i$ : resistência média do betão na idade  $t_i$ ;

$R_{MAX}$ : resistência máxima do betão;

$k, n$ : parâmetros de ajuste que dependem da morfologia dos produtos de hidratação e condições de cura.

O ajusto dos dados é efectuado através do método dos mínimos quadrados, recorrendo a um programa de regressão não linear. Na Tabela 7.3 apresentam-se as resistências máximas e os valores dos parâmetros.

Tabela 7.3 - Resultados do ajuste dos dados à expressão 7.9

	M40	M53	M65	M78
$R_{MAX}$	55.8	53.5	28.7	21.4
$k$	0.30788	0.20162	0.19176	0.16822
$n$	0.47896	0.55028	0.65724	0.67108
$\Sigma e^2$	0.897	6.826	0.047	3.066

Analisando a resistência com a variação da razão água/cimento, verifica-se que, com o aumento da razão água cimento, diminui a resistência do betão, qualquer que seja a idade deste. Observando a Figura 7.7, verifica-se a existência de dois grupos. Por um lado, o M40 e M53, e por outro, o M65 e M78. A transição de M40 para M53, e a transição de M65 e M78 é mais suave quando comparado com a transição entre M53 para M65. Uma possível explicação poderá residir na micro estrutura do betão. A partir da razão 0.53, os poros criados pelo excesso de água são da forma que os produtos de hidratação do cimento não conseguem criar uma matriz contínua e preenchê-los completamente.

Nas Figuras 7.7 e 7.8 estão ilustrados as variações da resistência média com a razão água cimento, bem como o ajuste destas, variações a rectas pelo método dos mínimos quadrados.

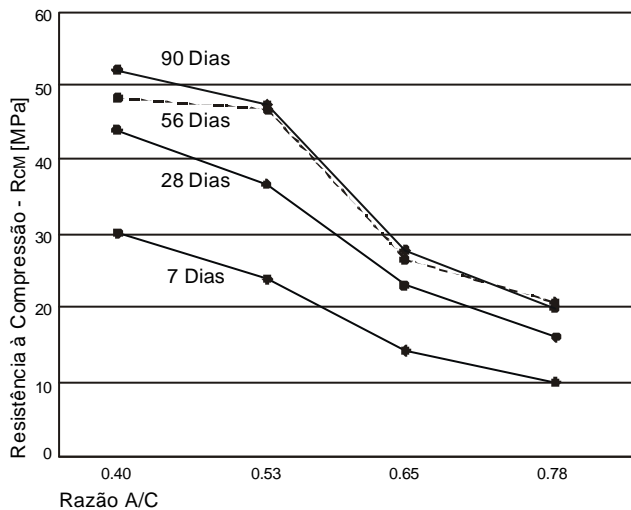


Figura 7.7 - Variação da  $R_c$  em função da razão A/C e do tempo.

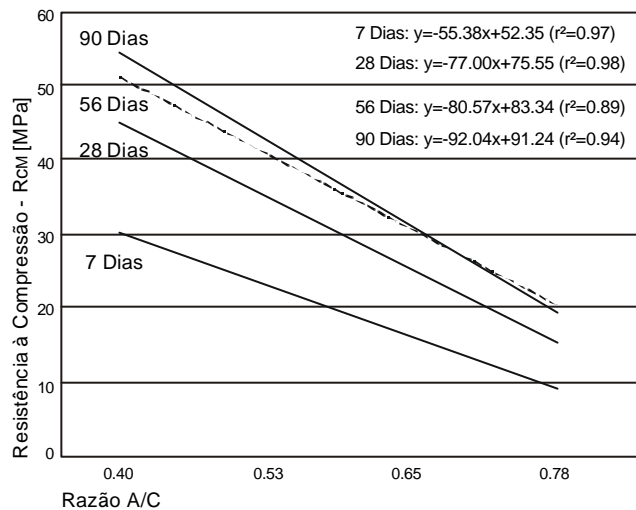


Figura 7.8 - Ajuste das rectas às curvas da Figura 7.6

É de realçar a curiosidade de que o declive e a intersecção com a origem, para a mesma idade, serem da mesma ordem de grandeza, qualquer que seja a qualidade do betão.

Verifica-se que, com o tempo, o declive das rectas aumenta, podendo significar que o aumento da resistência dos betões com baixa razão água/cimento é menor, estando associado à diminuição da capacidade de preencher os vazios com cimento hidratado nos betões com elevada razão A/C.

Tabela 7.4 - Relação entre a razão A/C e a resistência à compressão

Idade (dias)	Relações	R <sup>2</sup>
7	$R_{CM} = 55.38 (A/C) + 52.35$	0.97
28	$R_{CM} = 77.00 (A/C) + 75.55$	0.98
56	$R_{CM} = 80.57 (A/C) + 83.34$	0.89
90	$R_{CM} = 92.04 (A/C) + 91.24$	0.94

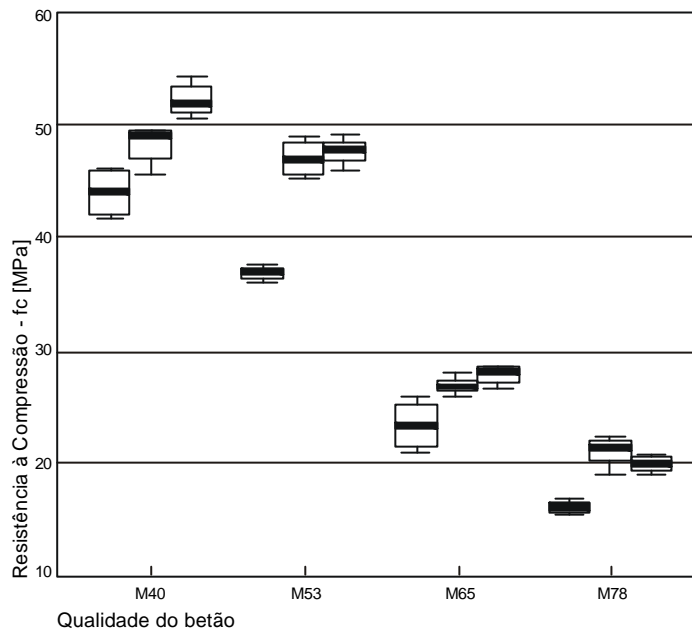


Figura 7.9 - Box-plot da resistência à compressão

Analisando o box-plot dos resultados do ensaio à compressão, verifica-se que as distribuições dos resultados são, em grande parte, idênticas no tempo. Em relação às diferentes qualidades de betão, as dispersões variam, com tendência em aumentar com a diminuição da qualidade do betão. Os resultados do ensaio apresentam uma boa simetria, o que indicia que o número de ensaios efectuados para determinar o valor médio é adequado.

### 7.2.2 Coeficiente de difusão do cloro

Os ensaios da difusão de iões de cloro foram realizados de acordo com o procedimento descrito no ponto 6.2.2 em que os provetes são sujeitos a uma diferença de potencial que obriga a passagem de iões de cloro através do betão. A profundidade de penetração dos iões de cloro é determinada recorrendo a um processo colorimétrico.

De seguida apresentam-se os resultados dos ensaios de penetração de cloro acelerados *CTH*. Na Tabela 7.5, apresentam-se os coeficientes de difusão médios para idades diferentes, o desvio padrão e o coeficiente de variação para as medições efectuadas. As Figuras 7.10 a 7.13 apresentam os resultados em forma gráfica, sendo apresentados também o valor máximo e mínimo registado para a obtenção do valor médio.

Tabela 7.5 - Coeficiente de difusão do cloro

Idade [dias]	M40 [1e-12 m <sup>2</sup> /s]		M53 [1e-12 m <sup>2</sup> /s]		M65 [1e-12 m <sup>2</sup> /s]		M78 [1e-12 m <sup>2</sup> /s]	
	D <sub>NSM</sub>	S / Cv[%]	D <sub>NSM</sub>	S / Cv[%]	D <sub>NSM</sub>	S / Cv[%]	D <sub>NSM</sub>	S / Cv[%]
28	18.56	1.583	22.71	2.875	29.28	4.223	54.48	9.338
		8.53		12.66		14.42		17.14
56	21.40	1.361	24.42	2.791	27.24	3.165	43.60	7.793
		6.36		11.43		11.62		17.87
90	18.31	1.229	26.24	2.417	33.55	3.742	42.84	5.016
		6.71		9.21		11.15		11.71

Analisando os dados da Tabela 7.5, verifica-se que o valor do maior coeficiente de variação é 17.87 %. A dispersão pode ser confirmada observando as Figuras 7.10 a 7.13 em que estão representados os valores mínimos e máximos de D<sub>NS</sub>. Os coeficiente de variações médias obtidos são de 7.20 %, 11.10 %, 12.39 % e 15.57 % para os betões M40, M53, M65 e M78 respectivamente. Verifica-se que, com o aumento da razão água/cimento, aumenta a dispersão dos resultados.

Para averiguarmos se o número de amostras utilizadas para obter um valor médio é adequado, devido à variação na dispersão dos resultados, deter minou-se o intervalo de confiança com os resultados de dois betões, um com o maior coeficiente de dispersão (M78 aos 56 dias), e o outro com o menor coeficiente de dispersão (M40 aos 56 dias). Verifica-se que os piores betões possuem dispersões maiores, e que os melhores betões dispersões menores. Recorreu-se à distribuição *t-Student* uma vez que o número de amostras é inferior a 30 [7.1]:

Substituindo os valores para determinar o intervalo de confiança para 95% obtém-se, para o betão M78 aos 56 dias:

$$43.60 - 2.571 \cdot \frac{7.793}{\sqrt{6}} < \mu < 43.60 + 2.571 \cdot \frac{7.793}{\sqrt{6}} \quad (7.10)$$

ou seja,  $35.42 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} < \text{média} < 51.78 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ , e para o betão M40 aos 56 dias

$$21.40 - 2.571 \cdot \frac{1.361}{\sqrt{6}} < m < 21.40 + 2.571 \cdot \frac{1.361}{\sqrt{6}} \quad (7.11)$$

ou seja,  $19.97 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} < \text{média} < 22.83 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Quase todos os valores registados nos ensaios encontram-se inscritos nos intervalos de confiança de 95 %, podendo indiciar que, para a determinação do coeficiente de difusão, a utilização de 6 amostras é suficiente. Contudo analisando a dispersão geral entre o valor máximo e mínimo, esta é de cerca de 30% para o M78 e de 13% para o M40. Apesar dos valores de difusão se encontrarem quase todos no intervalo de confiança, como a dispersão aumenta com a razão água/cimento, o número de provetes a ensaiar deverá acompanhar essa tendência.

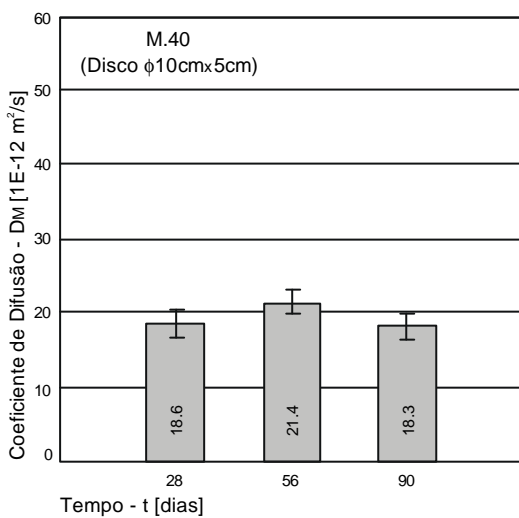


Figura 7.10 - Coeficiente de difusão M40

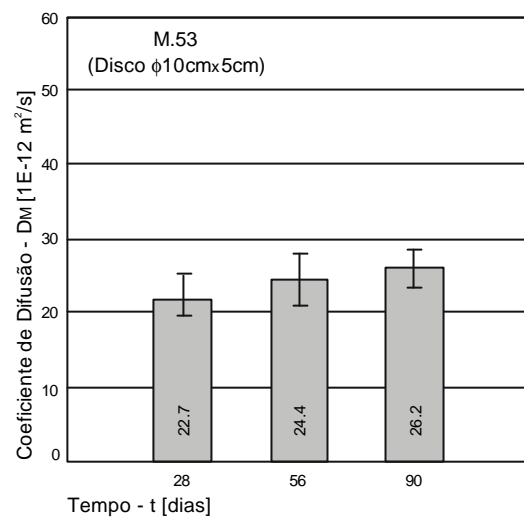


Figura 7.11 - Coeficiente de difusão M53

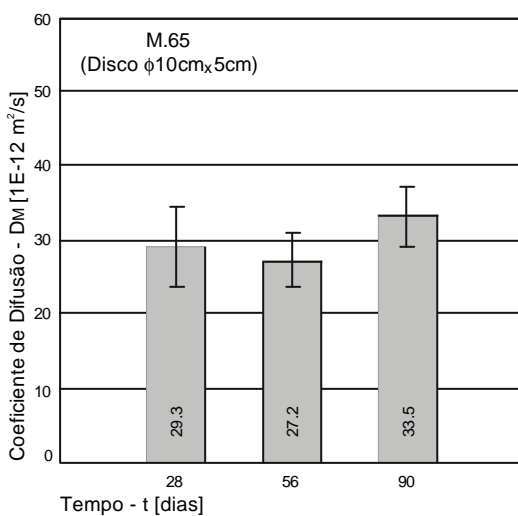


Figura 7.12 - Coeficiente de difusão M65

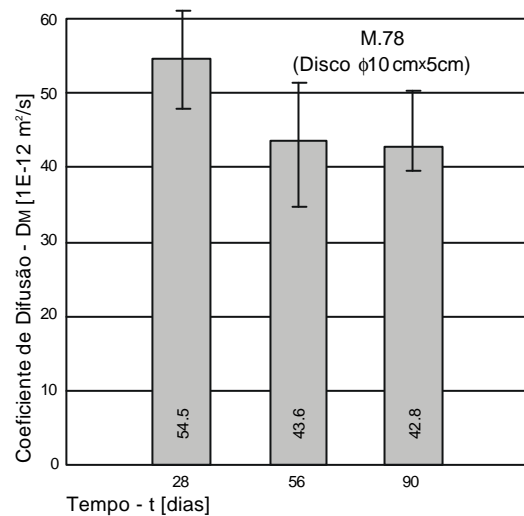


Figura 7.13 - Coeficiente de difusão M78

Da análise das Figuras 7.10 - 7.13 verifica-se que, com o aumento da razão A/C,

aumenta o coeficiente de difusão. Este aumento deve-se ao aumento da porosidade da micro-estrutura dos betões associados ao aumento de água presente na amassadura do betão. Investigações já efectuadas [7.4;7.5], apresentam valores idênticos aos obtidos, exceptuando os valores do betão M40, que são inferiores. Seria de esperar uma maior diferença entre o coeficiente de difusão para o betão M78 e M65, e entre o M65 e o M53, o que não se verifica.

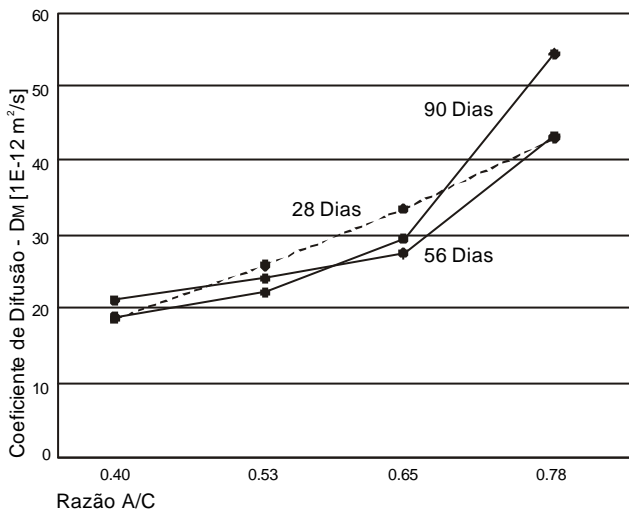


Figura 7.14 - Variação do coeficiente de difusão com a razão água/cimento

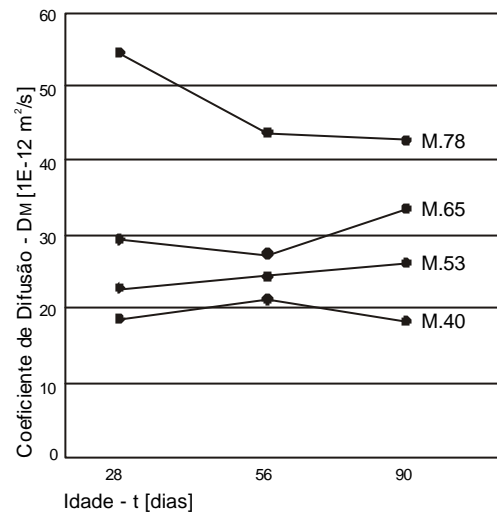


Figura 7.15 - Variação do coeficiente de difusão com a idade

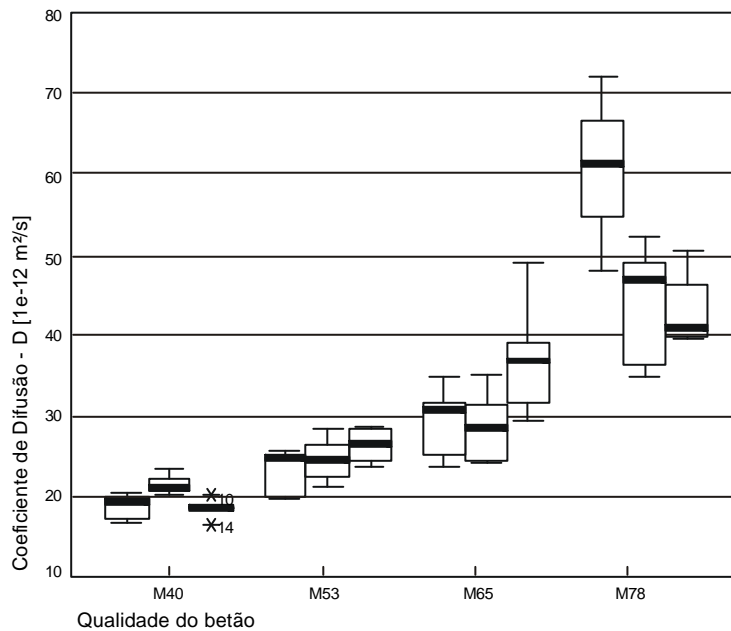


Figura 7.16 - Box-plot do ensaio de difusão CTH

De modo geral, as distribuições dos resultados do ensaio de difusão de iões de cloro pelo método CTH são pouco influenciadas pelo tempo de cura, sendo no entanto, mais sensível com a qualidade do betão. A variação da distribuição dos resultado aumenta

com a diminuição da qualidade do betão. Existe uma grande assimetria dos resultados, observado pela deslocação da mediana em relação aos limites quartis inferiores e superiores, e pelo afastamento dos valores mínimos e máximos. A assimetria que tende a indicar que será necessário um número maior de ensaios para determinar o valor médio no caso de betões com menor qualidade. Com o aumento do número de ensaios, poderá continuar a haver um grande afastamento dos valores mínimos e máximos, contudo, a mediana estará mais próxima do centro das observações.

### 7.2.3 Resistividade eléctrica

Os ensaios da resistividade eléctrica foram realizados de acordo com o procedimento descrito no ponto 6.2.3 em que é medido, num provete de betão nas condições do ensaio CTH, a intensidade de corrente inicial para a diferença de potencial aplicado.

Na Tabela 7.6, apresentam-se as resistividades eléctricas médias para idades diferentes das composições estudadas, o valor do desvio padrão e o coeficiente de variação para as medições efectuadas.

Tabela 7.6 - Resistividade eléctrica

Idade [dias]	M40 [ $\Omega.m$ ]		M53 [ $\Omega.m$ ]		M65 [ $\Omega.m$ ]		M78 [ $\Omega.m$ ]	
	$\rho_M$	S / Cv[%]	$\rho_M$	S / Cv[%]	$\rho_M$	S / Cv[%]	$\rho_M$	S / Cv[%]
28	45.52	6.904	39.96	5.100	29.97	3.041	14.23	1.478
		15.17		12.76		10.15		10.38
56	46.24	2.211	44.64	2.417	32.98	3.531	20.18	1.018
		4.78		5.41		10.71		5.04
90	50.55	3.719	38.43	2.399	31.68	1.046	26.25	4.503
		7.36		5.42		3.30		17.16

As Figuras 7.17 a 7.20 permitem verificar as médias e a dispersão dos resultados, sendo apresentado para tal o valor máximo e mínimo registado para a obtenção do valor médio.

Analisando os dados da Tabela 7.6, verifica-se que o valor do maior coeficiente de variação é 17.16 %. A dispersão pode ser confirmada observando as Figuras 7.18 a 7.21 em que estão representados os valores mínimos e máximos de resistividade eléctrica. Os coeficientes de variação médios obtidos são de 9.10 %, 7.86 %, 8.05 % e 10.86 % para os betões M40, M53, M65 e M78 respectivamente.



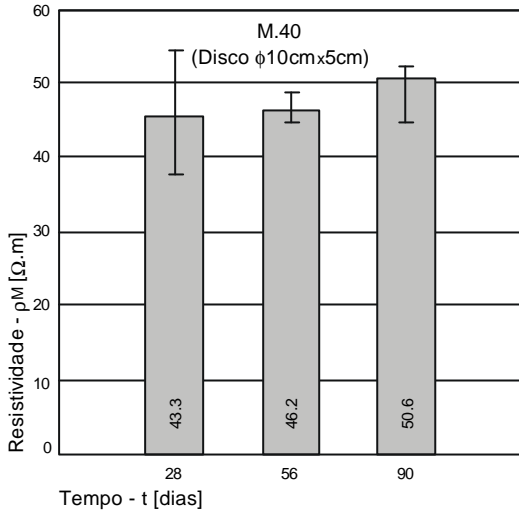


Figura 7.17 - Resistividade eléctrica M40

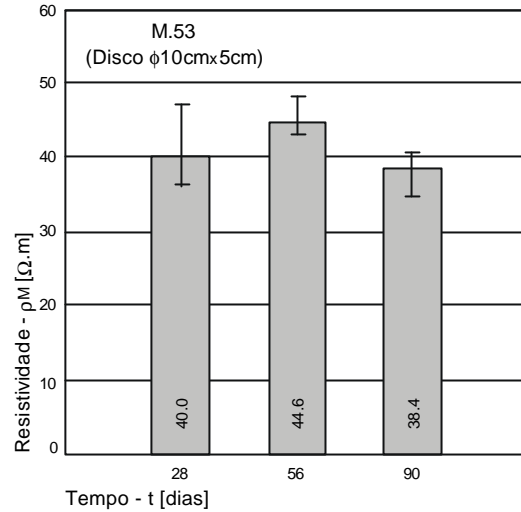


Figura 7.18 - Resistividade eléctrica M53

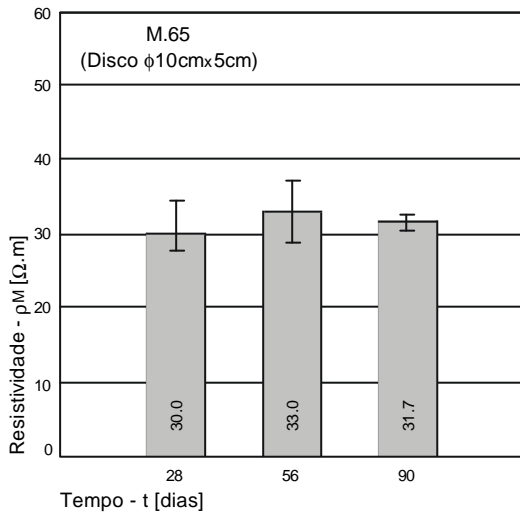


Figura 7.19 - Resistividade eléctrica M65

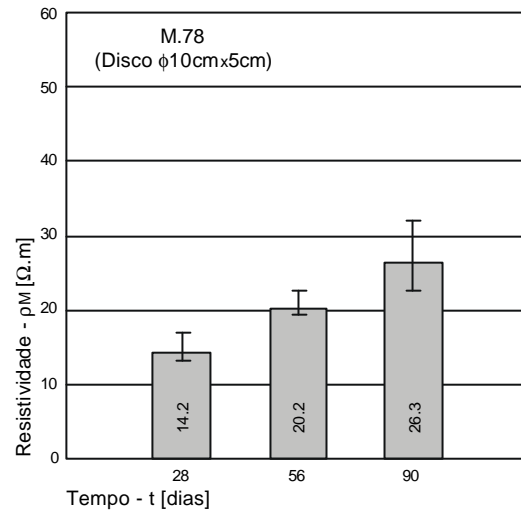


Figura 7.20 - Resistividade eléctrica M78

Para averiguar, se o número de amostras para obter o valor médio é adequado e devido á variação na dispersão dos resultados, determinou-se o intervalo de confiança para o betão com o maior coeficiente de dispersão (M78 aos 90 dias). Recorreu-se à distribuição *t-Student* uma vez que o número de amostras é inferior a 30 [7.1].

Substituindo os valores para determinar o intervalo de confiança para 95% obtém-se, para o betão M78 aos 90 dias:

$$26.25 - 2.571 \cdot \frac{4.503}{\sqrt{6}} < \mu < 26.25 + 2.571 \cdot \frac{4.503}{\sqrt{6}} \tag{7.12}$$

ou seja, 21.52 Ωm < média < 30.98 Ωm.

Quase todos os valores registados nos ensaios encontram-se inscritos nos intervalos

de confiança de 95 %, podendo indiciar que, para a determinação da resistividade eléctrica, a utilização de 6 amostras aparenta ser suficiente.

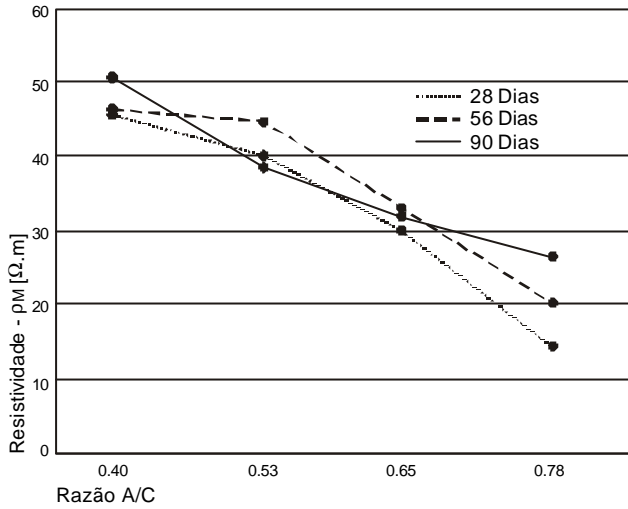


Figura 7.21 - Variação da resistividade eléctrica com a razão água/cimento

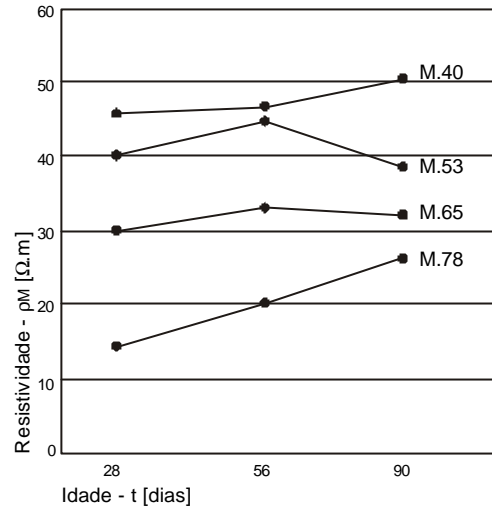


Figura 7.22 - Variação da resistividade eléctrica com a idade

Analisando a Figura 7.21, verifica-se que a resistividade eléctrica é sensível à variação da razão água/cimento, aumentando com a diminuição da mesma. Na Figura 7.22, pode-se confirmar a influência da idade na resistividade eléctrica, aumentando com o aumento da idade.

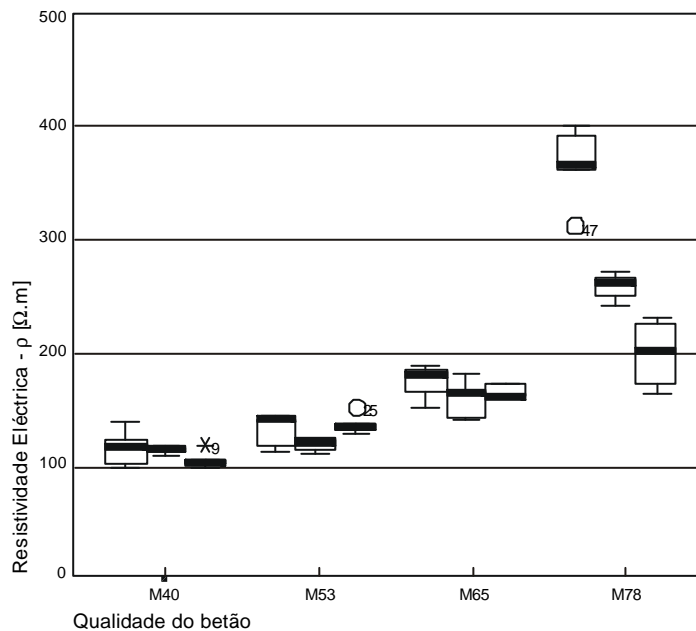


Figura 7.23 - Box-plot do ensaio da resistividade eléctrica.

Estes efeitos poderão ser explicados atribuindo a causa ao fenómeno de hidratação do cimento. Com o tempo, o cimento hidratado é cada vez maior, diminuindo a fase

líquida livre e portanto a sua continuidade na porosidade do betão e, portanto, aumentado a resistência à passagem da corrente eléctrica.

O ensaio apresenta uma pequena sensibilidade no tempo quando a qualidade do betão é bom. Com a diminuição da qualidade do betão, assiste-se a um aumento da sensibilidade do ensaio com o tempo.

#### 7.2.4 Permeabilidade ao oxigénio

Os ensaios da permeabilidade ao oxigénio foram realizados de acordo com o procedimento descrito no ponto 6.2.4 em que os provetes de betão são submetidos a uma pressão durante um período de tempo, até que seja garantido o fluxo constante do oxigénio através do provete.

Na Tabela 7.7, apresentam-se os coeficientes de permeabilidade ao oxigénio médios para idades diferentes, os valores do desvio padrão e os coeficientes de variação para as medições efectuadas.

Tabela 7.7 - Permeabilidade ao oxigénio

Idade [dias]	M40 [1e-16 m/s]		M53 [1e-16 m/s]		M65 [1e-16 m/s]		M78 [1e-16 m/s]	
	K <sub>GM</sub>	s / Cv[%]	K <sub>GM</sub>	S / Cv[%]	K <sub>GM</sub>	S / Cv[%]	K <sub>GM</sub>	S / Cv[%]
28	0.99	0.029	0.88	0.015	5.69	0.837	21.03	4.345
		2.97		1.74		14.72		20.66
56	0.74	0.026	0.94	0.042	3.55	0.540	7.42	1.281
		3.61		4.44		15.19		17.26
90	0.51	0.021	0.81	0.061	2.39	0.490	6.52	2.014
		4.13		7.54		20.45		30.91

As Figuras 7.24 a 7.27 permitem verificar a dispersão dos resultados, sendo apresentado para tal o valor máximo e mínimo registado para a obtenção do valor médio.

Analisando os dados da Tabela 7.7, verifica-se que o maior coeficiente de variação é 30.91 %. A dispersão pode ser confirmada observando as Figuras 7.24 a 7.27 em que estão representados os valores mínimos e máximos de permeabilidade ao oxigénio. Verifica-se que, para betões com razão água/cimento inferior a 0.53, a dispersão é pequena, enquanto que para os betões com razão água/cimento superior a 0.65, a dispersão é grande.

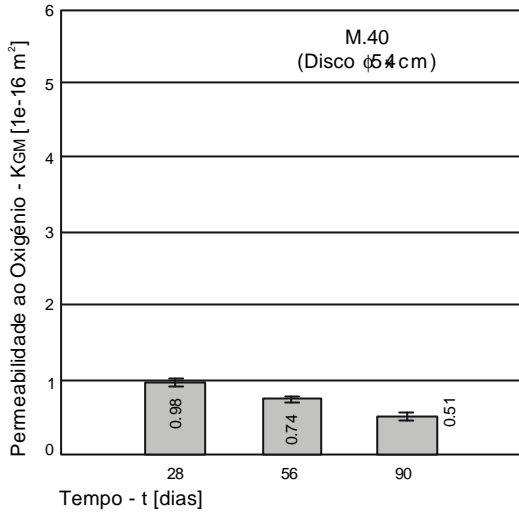


Figura 7.24 - Permeabilidade ao oxigénio M40

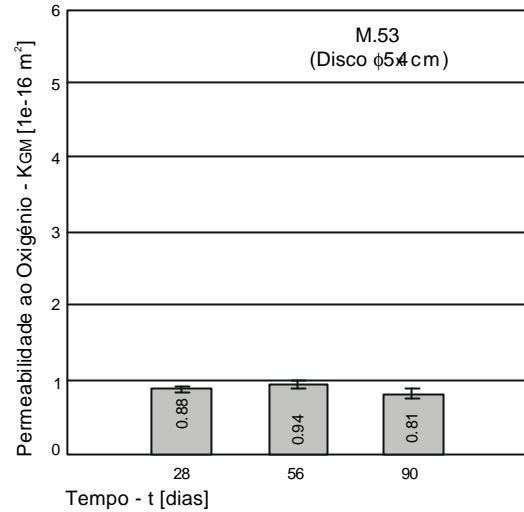


Figura 7.25 - Permeabilidade ao oxigénio M53

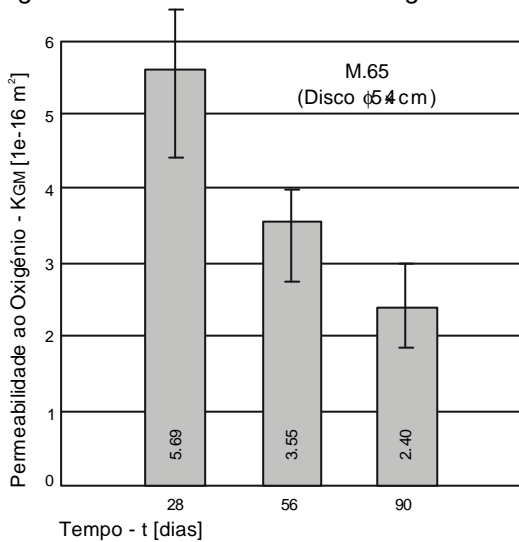


Figura 7.26 - Permeabilidade ao oxigénio M65

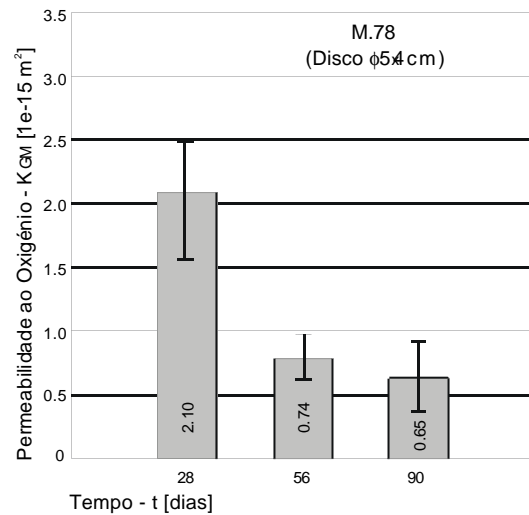


Figura 7.27 - Permeabilidade ao oxigénio M78

Os coeficientes de variação médios obtidos são de 3.57%, 4.57 %, 16.79 % e 22.94 % para os betões M40, M53, M65 e M78 respectivamente. Confirma-se com os valores médios a diferença entre os dois conjuntos de betões. De referir que, segundo alguns autores [7.6], em ensaios de permeabilidade, é usual encontrar valores para os coeficientes de variação até aos 20%.

Para averiguar se o número de amostras utilizadas para obter o valor médio é adequado, determinou-se o intervalo de confiança com os resultado de dois betões, um com o maior coeficiente de dispersão (M78 aos 90 dias), e o outro com o menor coeficiente de dispersão (M53 aos 28 dias). Recorreu-se à distribuição *t-Student* uma vez que o número de amostras é inferior a 30 [7.1].

Substituindo os valores para determinar o intervalo de confiança para 95% obtém-se, para o betão M78 aos 90 dias:

$$6.52 - 2.571 \cdot \frac{2.014}{\sqrt{6}} < \mathbf{m} < 6.52 + 2.571 \cdot \frac{2.014}{\sqrt{6}} \quad (7.13)$$

ou seja,  $8.63 \times 10^{-16} \text{ m}^2 < \text{média} < 4.41 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ , e para o betão M53 aos 28 dias

$$0.88 - 2.571 \cdot \frac{0.015}{\sqrt{6}} < \mathbf{m} < 0.88 + 2.571 \cdot \frac{0.015}{\sqrt{6}} \quad (7.14)$$

ou seja,  $0.896 \times 10^{-16} \text{ m}^2 < \text{média} < 0.864 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ .

Para o betão M78, metade dos resultados encontram-se fora do intervalo de confiança de 95%, confirmando o elevado valor de coeficiente de variação. Para o betão M53, quase todos os valores registados no ensaio encontram-se inscritos nos intervalos de confiança de 95 %. Para a determinação do coeficiente de difusão, a utilização de 6 amostras é suficiente para betões com razão água/cimento baixa, mas seria necessário aumentar o número de amostras para betões com razão água/cimento elevadas.

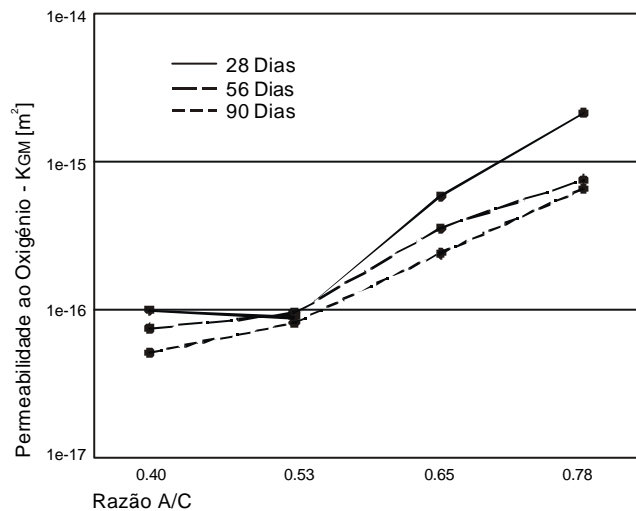


Figura 7.28 - Variação da permeabilidade ao oxigénio com a razão água/cimento

A permeabilidade ao oxigénio é sensível à variação da razão água/cimento, como ilustra a Figura 7.28. Esta é tanto maior, quanto maior for a variação da razão água/cimento. Vários autores [7.6;7.7] referem que a permeabilidade varia exponencialmente com a razão água/cimento.

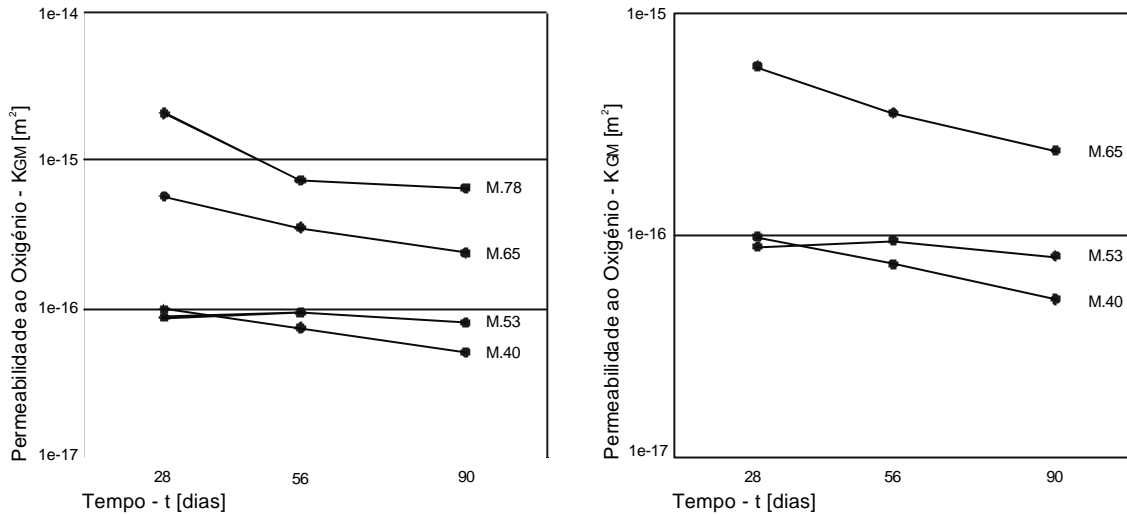


Figura 7.29 e 7.30 - Variação da permeabilidade ao oxigénio com o tempo.

A permeabilidade ao oxigénio é também sensível a variações da idade, como ilustram as Figura 7.29 e 7.30. A Figura 7.30 é uma ampliação da Figura 7.29. Verifica-se uma tendência geral no sentido de diminuir a permeabilidade com o tempo. Este facto deve-se à hidratação contínua do cimento e conseqüente redução da permeabilidade do betão.

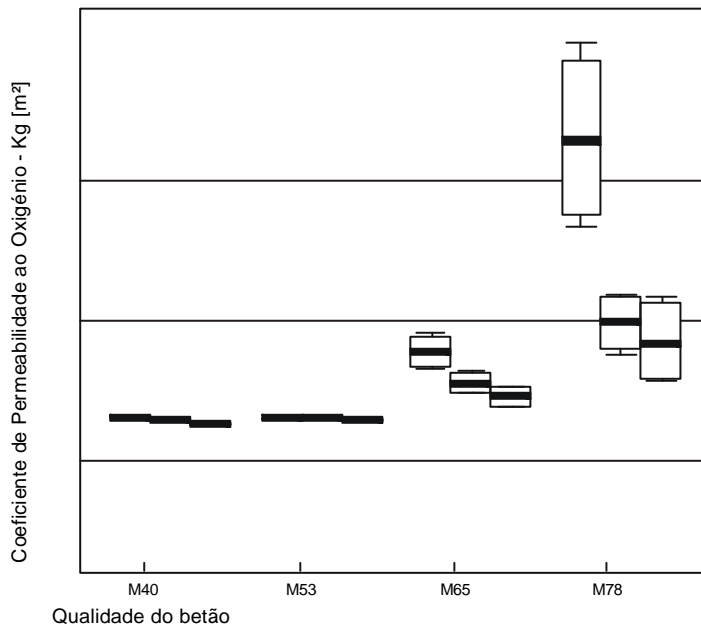


Figura 7.31 - Box-plot da permeabilidade ao oxigénio

As distribuições dos resultados do ensaio de permeabilidade ao oxigénio são directamente proporcionais ao aumento da qualidade do betão. Apenas a distribuição dos resultados para o betão M78 apresenta alguma variação com a idade, para idades compreendidas entre os 28 e 90 dias. Contudo, a variação da distribuição com a idade

é reduzida. Os resultados não aparentam grande assimetrias, o que leva a crer que o número de ensaios efectuados era apropriado. Verifica-se que as dispersões do ensaio são constantes no tempo.

### 7.2.5 Permeabilidade à água

Os ensaios da permeabilidade à água foram realizados de acordo com o procedimento descrito no ponto 6.2.5 em que os provetes são sujeitos a uma pressão. A permeabilidade é determinada em função da pressão e do profundidade de penetração da água.

Na Tabela 7.8, apresentam-se os coeficientes de permeabilidade à água médios para idades diferentes, os valores do desvio padrão e os coeficientes de variação para as medições efectuadas.

Tabela 7.8 - Permeabilidade à água

Idade [dias]	M40 [1e-17 m/s]		M53 [1e-17 m/s]		M65 [1e-17 m/s]		M78 [1e-17 m/s]	
	$K_{WM}$	s / Cv[%]	$K_{WM}$	s / Cv[%]	$K_{WM}$	s / Cv[%]	$K_{WM}$	s / Cv[%]
28	0.62	0.113	0.64	0.096	2.50	0.174	5.00	2.068
		17.95		15.07		6.99		41.37
56	0.56	0.0934	0.56	0.087	2.03	0.250	4.71	0.942
		16.70		15.65		12.32		20.02
90	0.47	0.084	0.34	0.055	1.47	0.691	3.95	0.926
		17.98		16.00		4.71		23.47

As Figuras 7.32 a 7.35 permitem verificar a dispersão dos resultados, sendo apresentado para tal o valor máximo e mínimo registado para a obtenção do valor médio.

Analisando os dados da Tabela 7.8, verifica-se que o valor do maior coeficiente de variação é 41.37 %. A dispersão pode ser confirmada observando as Figuras 7.32 a 7.35 em que estão representados os valores mínimos e máximos de permeabilidade à água. Verifica-se que, para a quase totalidade dos betões, a dispersão situa-se entre os 10% e 20%, valor normalmente encontrado e considerado aceitável para este ensaio segundo diversos investigadores [7.8].

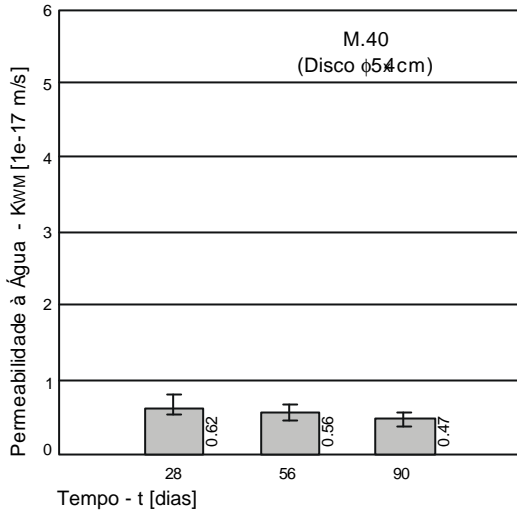


Figura 7.32 - Permeabilidade à água M40

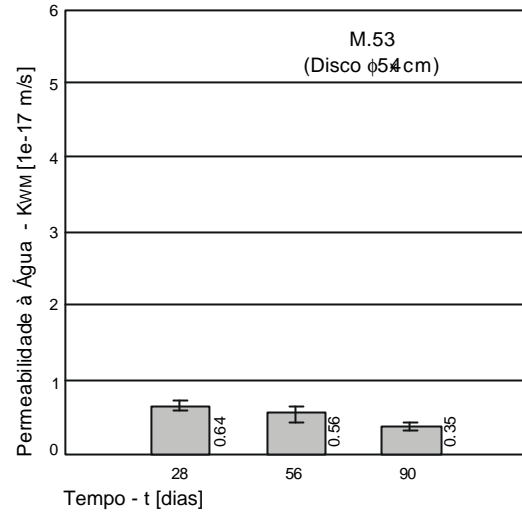


Figura 7.33 - Permeabilidade à água M53

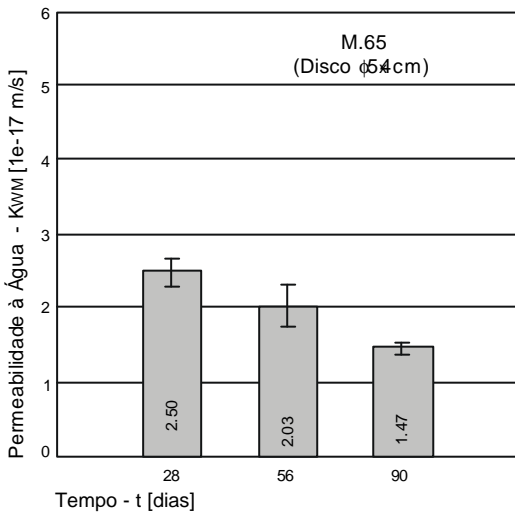


Figura 7.34 - Permeabilidade à água M65

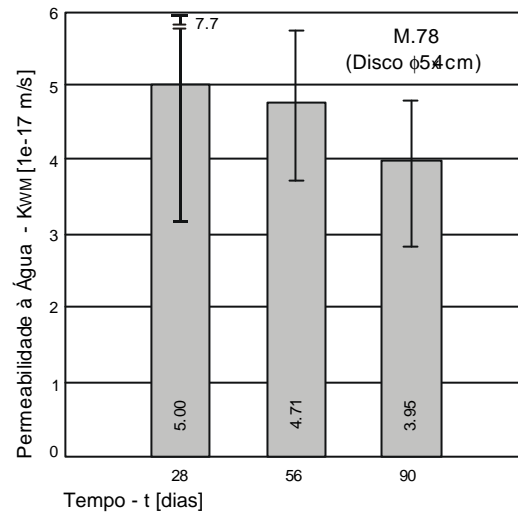


Figura 7.35 - Permeabilidade à água M78

Os coeficientes de variação médios obtidos são de 17.54%, 15.57%, 8.01% e 28.29% para os betões M40, M53, M65 e M78 respectivamente.

Para averiguar se o número de amostras utilizadas para obter o valor médio é adequado, determinou-se o intervalo de confiança com os resultado de dois betões, um com o maior coeficiente de dispersão (M78 aos 28 dias), e o outro com o menor coeficiente de dispersão (M65 aos 90 dias). Recorreu-se à distribuição *t-Student* uma vez que o número de amostras é inferior a 30 [7.1].

Substituindo os valores para determinar o intervalo de confiança para 95% obtém-se, para o betão M78 aos 28 dias:



$$5.00 - 2.571 \cdot \frac{2.068}{\sqrt{6}} < m < 5.00 - 2.571 \cdot \frac{2.068}{\sqrt{6}} \tag{7.15}$$

ou seja,  $7.17 \times 10^{-17} \text{ m/s} < \text{média} < 2.83 \times 10^{-17} \text{ m/s}$ , e para o betão M65 aos 90 dias

$$1.47 - 2.571 \cdot \frac{0.691}{\sqrt{6}} < m < 1.47 - 2.571 \cdot \frac{0.691}{\sqrt{6}} \tag{7.16}$$

ou seja,  $2.20 \times 10^{-17} \text{ m/s} < \text{média} < 0.74 \times 10^{-17} \text{ m/s}$ .

Para o betão M78, todos os resultados encontram-se dentro do intervalo de confiança de 95%. Para o betão M53, também todos os valores registados no ensaio encontram-se inscritos nos intervalos de confiança de 95%. Como tal, para a determinação do coeficiente de difusão, a utilização de 6 amostras aparenta ser suficiente para betões com razão água/cimento baixa, mas seria necessário aumentar o número de amostras para betões com razão água/cimento elevadas para ter em conta o aumento da heterogeneidade do betão traduzido por um coeficiente de dispersão maior.

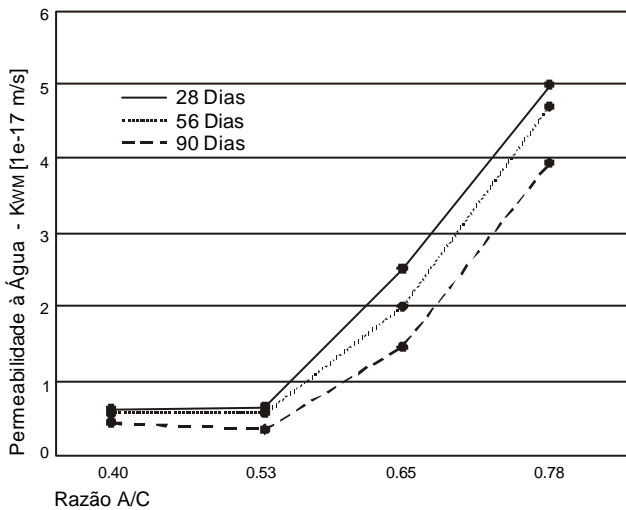


Figura 7.36 - Variação da permeabilidade à água com a razão água/cimento.

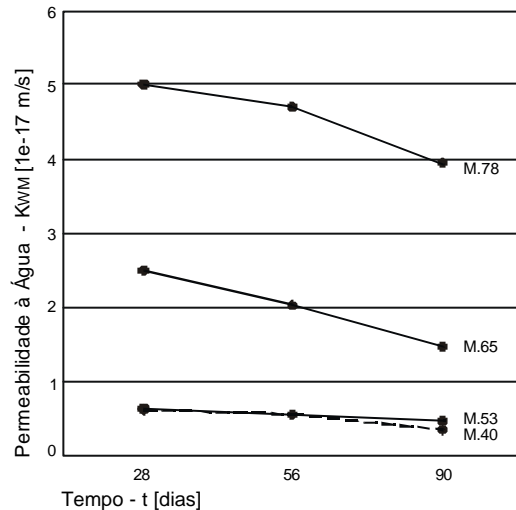


Figura 7.37 - Variação da permeabilidade à água com o tempo.

A permeabilidade à água é sensível à variação da razão água/cimento, como ilustra a Figura 7.36 e como seria de esperar, a variação é tanto maior quanto maior for a variação da razão água/cimento.

A permeabilidade à água é também sensível à idade, como ilustra a Figura 7.37. Verifica-se uma tendência geral no sentido de diminuir a permeabilidade com o tempo. Este facto deve-se à hidratação contínua do cimento.

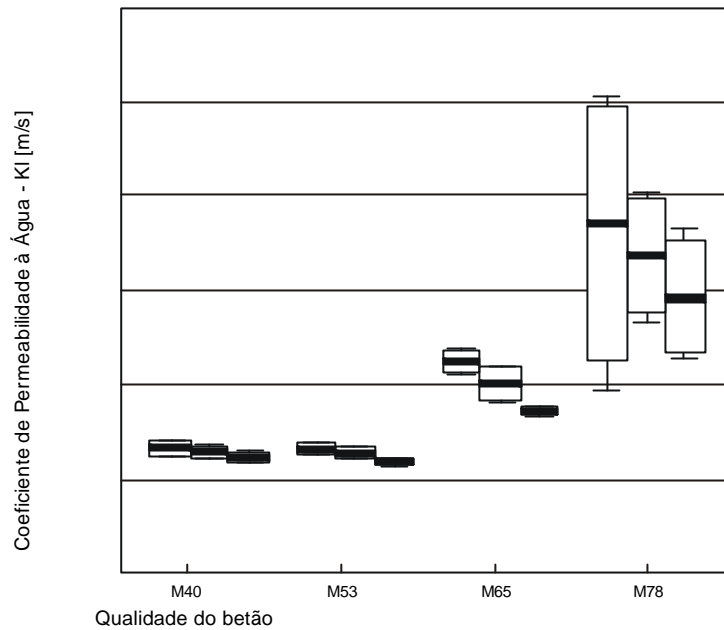


Figura 7.38 - Box-plot da permeabilidade à água

De um modo geral, as distribuições dos resultados do ensaio de permeabilidade ao oxigénio são directamente proporcionais ao aumento da qualidade do betão. Apenas a distribuição dos resultados para o betão M78 apresenta alguma variação no tempo, entre os 28 e 90 dias, com uma diminuição do valor com o aumento do tempo. Para as restantes qualidade de betão, a variação no tempo é negligenciável. Não aparenta haver grande assimetrias nos resultados o que nos leva a crer que o número de ensaios efectuado como sendo apropriado. O ensaio é relativamente estável, uma vez que os limites inter-quartis aproximam-se muito dos valores máximos e mínimos.

### 7.2.6 Absorção de água por capilaridade

Os ensaios da absorção por capilaridade foram realizados de acordo com o procedimento descrito no ponto 6.2.6 em que os provetes são colocados em contacto com a água sendo medido o ganho de peso devido à absorção capilar no tempo.

De seguida apresentam-se os resultados mais significativos dos ensaios de absorção de água por capilaridade.

Na Tabela 7.9, apresentam-se os coeficientes de absorção da água por capilaridade médias para idades diferentes, os valores do desvio padrão e os coeficientes de variação para as medições efectuadas.

Tabela 7.9 - Coeficiente de capilaridade

Idade [dias]	M40 [kg/m <sup>2</sup> .h <sup>0.5</sup> ]		M53 [kg/m <sup>2</sup> .h <sup>0.5</sup> ]		M65 [kg/m <sup>2</sup> .h <sup>0.5</sup> ]		M78 [kg/m <sup>2</sup> .h <sup>0.5</sup> ]	
	K <sub>CM</sub>	s / Cv[%]	K <sub>CM</sub>	s / Cv[%]	K <sub>CM</sub>	s / Cv[%]	K <sub>CM</sub>	s / Cv[%]
28	0.251	0.025	0.546	0.039	0.640	0.045	1.603	0.074
		9.96		7.14		7.06		4.60
56	0.256	0.157	0.345	0.006	0.672	0.024	1.072	0.135
		6.12		1.72		3.54		12.56
90	0.269	0.003	0.360	0.013	0.578	0.038	1.061	0.106
		1.09		3.58		6.54		9.94

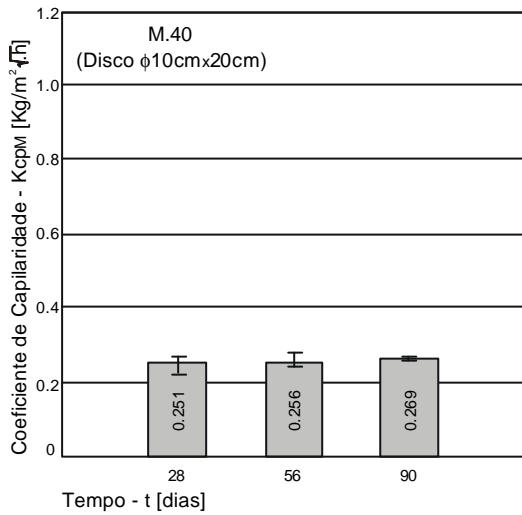


Figura 7.39 - Coeficiente de capilaridade M40

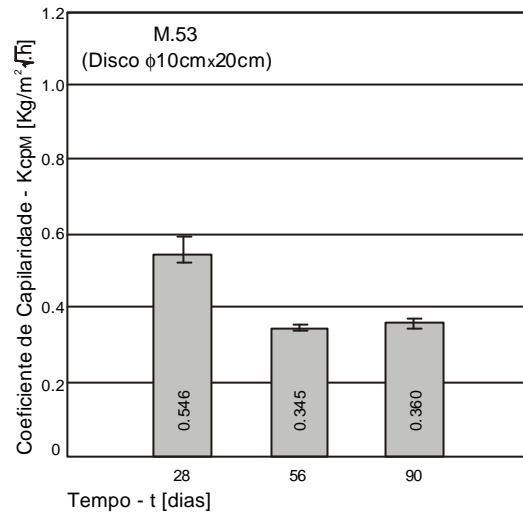


Figura 7.40 - Coeficiente de capilaridade M53

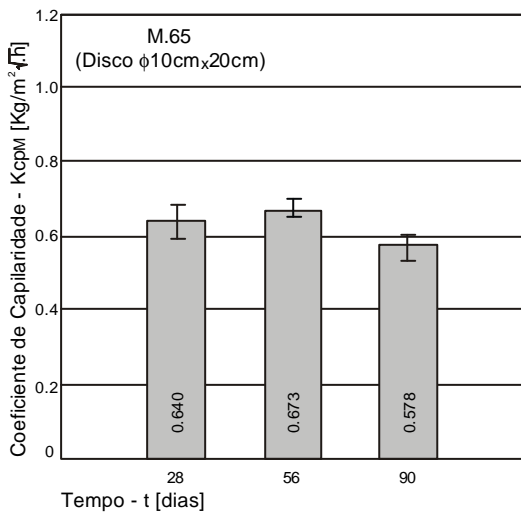


Figura 7.41 - Coeficiente de capilaridade M65

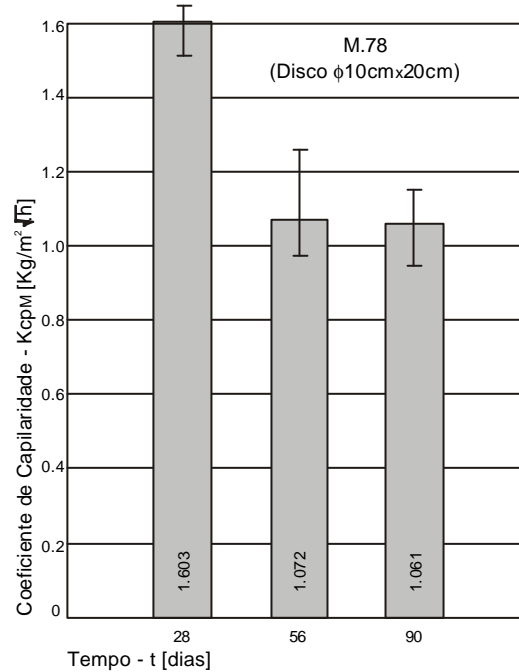


Figura 7.42 - Coeficiente de capilaridade M78

Analisando os dados da Tabela 7.9, verifica-se que o valor do maior coeficiente de

variação é 12.56 %. A dispersão pode ser confirmada observando as Figuras 7.39 a 7.42 em que estão representados os valores mínimos e máximos de coeficientes de absorção de água por capilaridade.

Os coeficientes de variação médios obtidos são de 5.72 %, 4.15 %, 5.71 % e 9.03 % para os betões M40, M53, M65 e M78 respectivamente.

Para averiguar se o número de amostras utilizadas para obter um valor médio é adequado e devido à variação na dispersão dos resultados, determinou-se o intervalo de confiança com o resultado do betão com o maior coeficiente de dispersão (M78 aos 56 dias). Recorreu-se à distribuição *t-Student* uma vez que o número de amostras é inferior a 30 [7.1].

Substituindo os valores para determinar o intervalo de confiança para 95% obtém-se, para o betão M78 aos 56 dias:

$$1.072 - 3.182 \cdot \frac{0.135}{\sqrt{4}} < m < 1.072 + 3.182 \cdot \frac{0.135}{\sqrt{4}} \quad (7.17)$$

ou seja,  $1.287 \text{ kg/m}^2 \sqrt{h} < \text{média} < 0.857 \text{ kg/m}^2 \sqrt{h}$

Para o betão M78 todos os resultados encontram-se dentro do intervalo de confiança de 95%. Logo, para a determinação do coeficientes de absorção da água por capilaridade, a utilização de 4 amostras é suficiente qualquer que seja a razão água/cimento.

Analisando a Figura 7.43, verifica-se que a absorção por capilaridade é sensível à variação da razão água/cimento, aumentando com a diminuição da razão. Na Figura 7.44, é efectuado um ajuste aos dados de uma curva exponencial através do método dos mínimos quadrados. Verifica-se que a equação exponencial explica bem os resultados obtidos com um coeficiente de regressão superiores a 0.94.

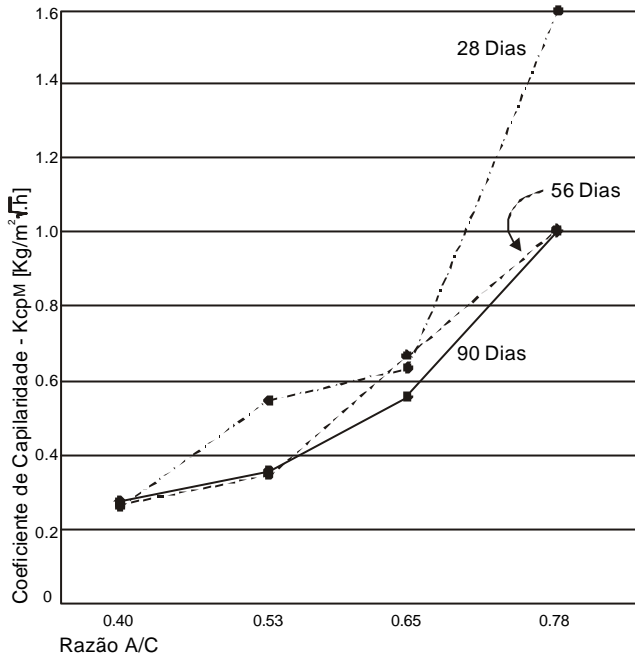


Figura 7.43 - Variação do coeficiente de capilaridade com a razão água/cimento.

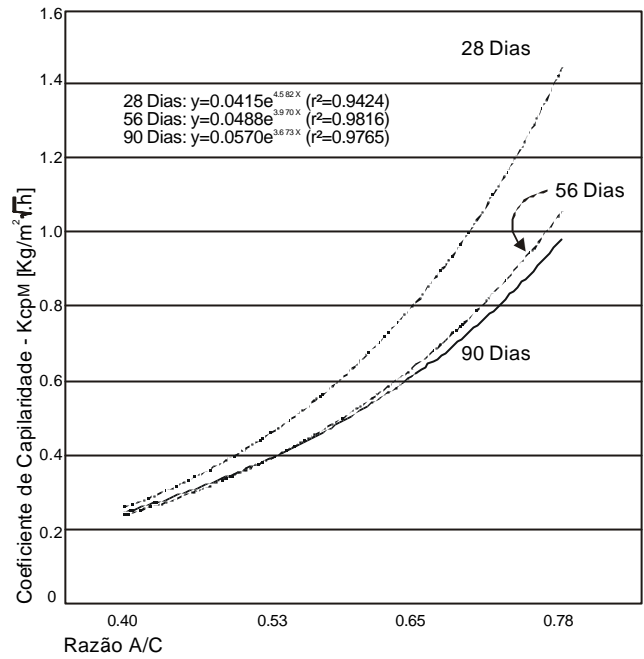


Figura 7.44 - Ajuste de curvas exponenciais aos dados.

Na Figura 7.45, podemos confirmar a influência da idade na absorção por capilaridade, diminuindo ligeiramente com o aumento da idade, à exceção do M78.

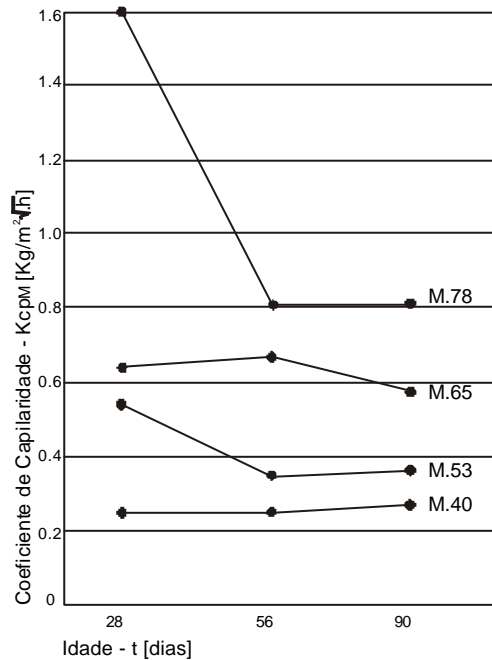


Figura 7.45 - Variação do coeficiente de capilaridade com o tempo.

Esta aparente falta de sensibilidade com o tempo de cura. Este fenómeno poderá ser explicada pelo facto do grau de hidratação do cimento não influenciar grandemente a obstrução dos poros capilares num betão com uma dada razão de água/cimento.

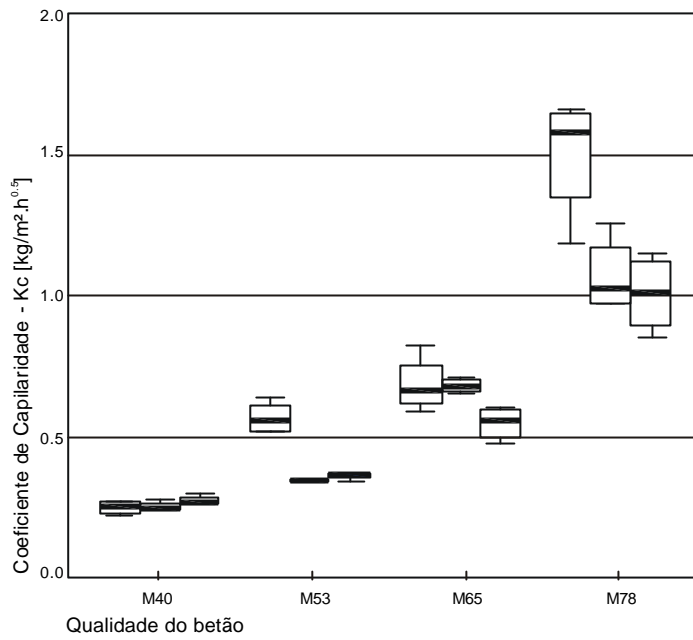


Figura 7.46 - Box-plot da absorção por capilaridade

As distribuições dos resultados do ensaio absorção por capilaridade aumenta com a diminuição da qualidade do betão, com a tendência para diminuir no tempo. Existe uma pequena assimetria. O ensaio aparenta ser sensível à idade e à qualidade do betão.

**7.2.7 Absorção de água por imersão (pressão atmosférica)**

Os ensaios da absorção por imersão à pressão atmosférica foram realizados de acordo com o procedimento descrito no ponto 6.2.7 por imersão dos provetes em água até massa constante.

De seguida apresentam-se os resultados mais significativos dos ensaios de absorção de água por imersão a pressão atmosférica.

Tabela 7.10 - Absorção por imersão

Idade [dias]	M40 [%]		M53 [%]		M65 [%]		M78 [%]	
	Ab <sub>M</sub>	s / Cv[%]	Ab <sub>M</sub>	s / Cv[%]	Ab <sub>M</sub>	s / Cv[%]	Ab <sub>M</sub>	s / Cv[%]
28	12.92	0.125	14.92	0.209	17.84	0.669	20.16	0.780
		0.97		1.40		3.75		3.87
56	12.80	0.124	14.58	0.119	17.23	0.725	20.09	0.400
		0.97		0.82		4.21		1.99
90	12.38	0.037	14.91	0.086	17.24	0.495	19.76	0.848
		0.30		0.57		2.871		4.29

Na Tabela 7.10, apresentam-se os valores de absorção de água médios para idades diferentes, os valores do desvio padrão e os coeficientes de variação para as medições efectuadas.

As Figuras 7.47 a 7.50 permitem verificar a dispersão dos resultados, sendo apresentados para tal o valor máximo e mínimo registados para a obtenção do valor médio.

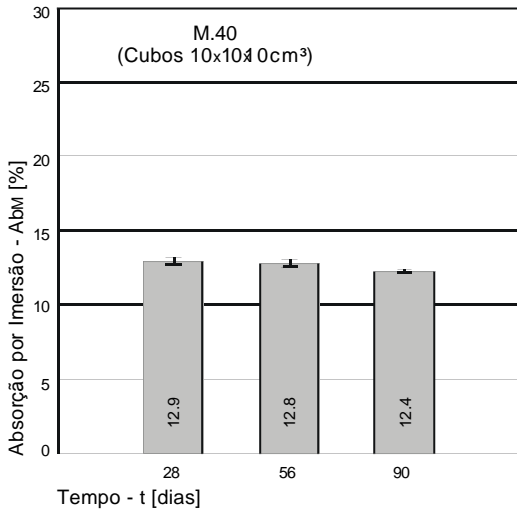


Figura 7.47 - Absorção por imersão M40

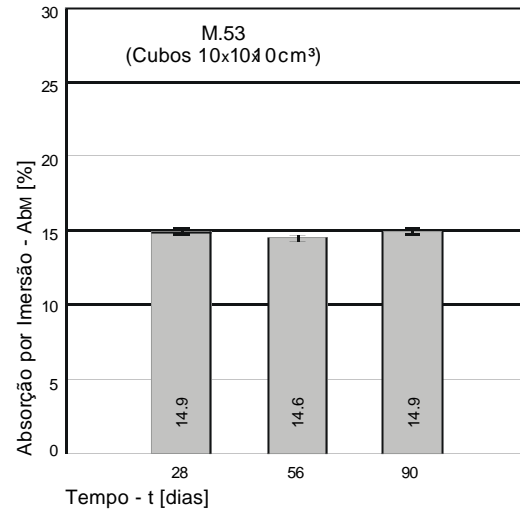


Figura 7.48 - Absorção por imersão M53

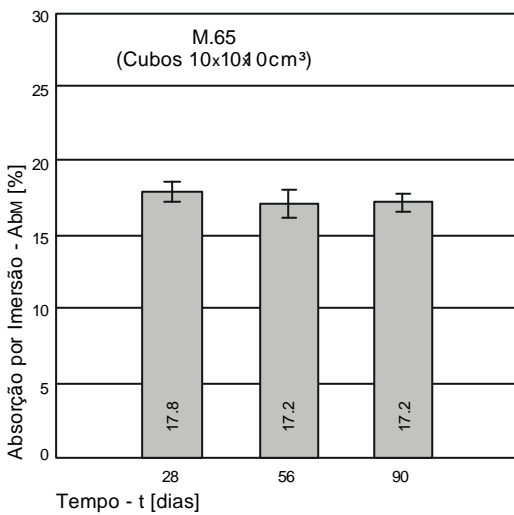


Figura 7.48 - Absorção por imersão M65

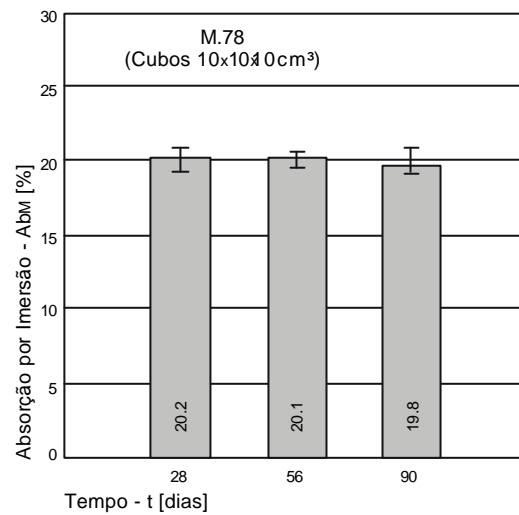


Figura 7.50 - Absorção por imersão M78

Analisando os dados da Tabela 7.10, verifica-se que o valor do maior coeficiente de variação é 4.29 %. A dispersão pode ser confirmada observando as Figuras 7.47 a 7.50 em que estão representados os valores mínimos e máximos.

Os coeficientes de variação médios obtidos são de 0.75 %, 0.93 %, 3.61 % e 3.38 % para os betões M40, M53, M65 e M78 respectivamente.

Para averiguar se o número de amostras utilizadas para obter um valor médio é adequado e devido à variação na dispersão dos resultados, determinou-se o intervalo de confiança com o resultado do betão com o maior coeficiente de dispersão (M78 aos 90 dias). Recorreu-se à distribuição *t-Student* uma vez que o número de amostras é inferior a 30 [7.1].

Substituindo os valores para determinar o intervalo de confiança para 95% obtém-se, para o betão M78 aos 90 dias:

$$19.76 - 3.182 \cdot \frac{0.848}{\sqrt{4}} < m < 19.76 + 3.182 \cdot \frac{0.848}{\sqrt{4}} \tag{7.18}$$

ou seja, 21.11 % < média < 18.41 %.

Para o betão M78 todos os resultados encontram-se dentro do intervalo de confiança de 95%. Logo, para a determinação do coeficientes de absorção de água por imersão, a utilização de 4 amostras é suficiente qualquer que seja a razão água/cimento.

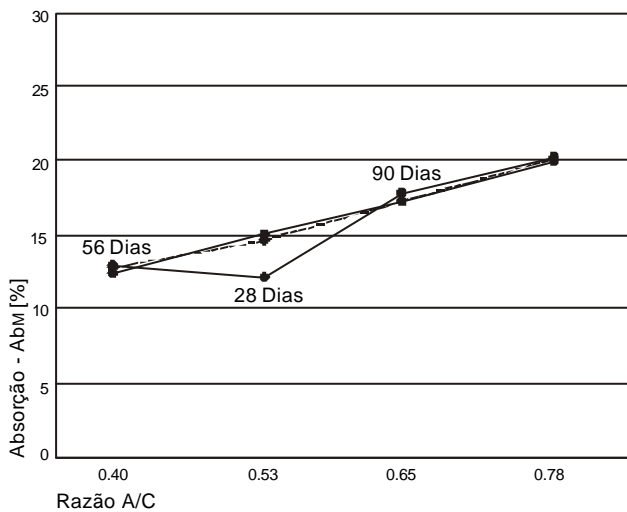


Figura 7.51 - Variação da absorção de água com a razão água/cimento.

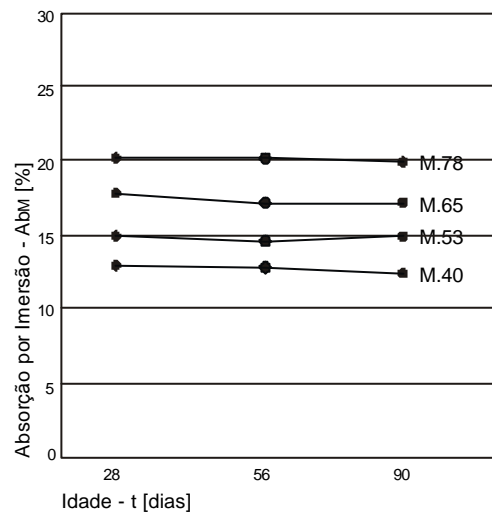


Figura 7.52 - Variação da absorção de água com o tempo.

Analisando a Figura 7.51, verifica-se que a absorção de água por imersão, a pressão atmosférica é sensível à variação da razão água/cimento, aumentando com o aumento desta. Na Figura 7.52, podemos constatar que o tempo aparenta não ter influência na absorção de água por imersão à pressão atmosférica para idades entre os 28 dias e 90 dias.



Segundo alguns autores [7.9;7.10], as variações mais significativas efectuam-se nos primeiros 15 dias com tendência para estabilizar.

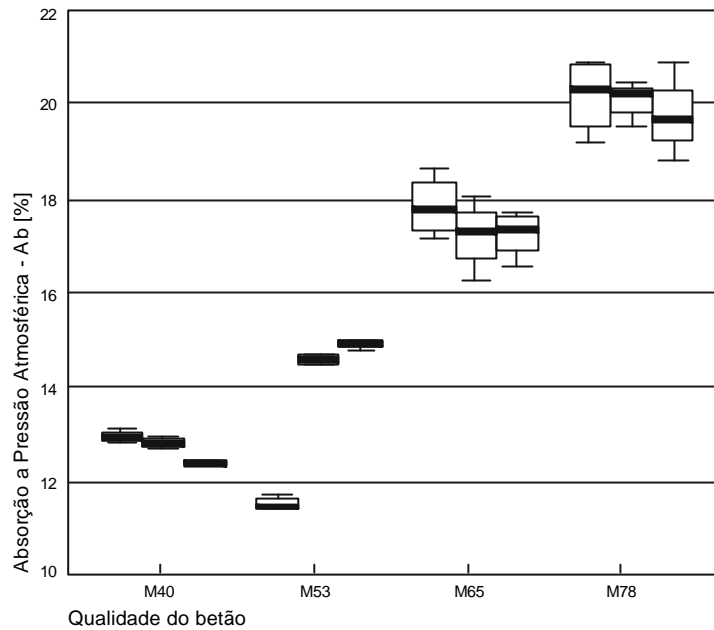


Figura 7.53 - Box-plot da absorção de água

As distribuições dos resultados do ensaio de absorção a pressão atmosférica aumentam com a diminuição da qualidade do betão, mantendo-se constante com no tempo. Os resultados apresentam uma boa simetria, indicando que o número de amostras utilizados foi adequado.

### 7.2.8 Absorção de água por imersão (sob vácuo)

Os ensaios da absorção por imersão sob vácuo foram realizados de acordo com o procedimento descrito no ponto 6.2.8.

De seguida apresentam-se os resultados mais significativos dos ensaios de absorção de água por imersão com vácuo. Na Tabela 7.11, apresentam-se os valores de absorção de água médios para idades diferentes, os valores do desvio padrão e os coeficientes de variação para as medições efectuadas.

As Figuras 7.54 a 7.57 permitem verificar a dispersão dos resultados, sendo apresentado para tal o valor máximo e mínimo registado para a obtenção do valor médio.

Tabela 7.11 - Absorção por imersão com vácuo

Idade [dias]	M40 [%]		M53 [%]		M65 [%]		M78 [%]	
	Ab <sub>M</sub>	s / Cv[%]	Ab <sub>M</sub>	s / Cv[%]	Ab <sub>M</sub>	s / Cv[%]	Ab <sub>M</sub>	s / Cv[%]
28	12.09	0.335	16.40	0.441	17.92	0.589	17.73	0.266
		2.77		2.51		3.29		1.50
56	12.77	0.258	15.52	0.276	17.11	0.530	18.35	0.492
		2.02		1.78		3.10		2.68
90	12.16	0.226	14.52	0.359	16.20	0.517	17.76	0.567
		1.86		2.48		3.19		3.19

Analisando os dados da Tabela 7.11, verifica-se que o valor do maior coeficiente de variação é 3.29 %. A dispersão pode ser confirmada observando as Figuras 7.46 a 7.49 em que estão representados os valores mínimos e máximos de permeabilidade ao oxigénio.

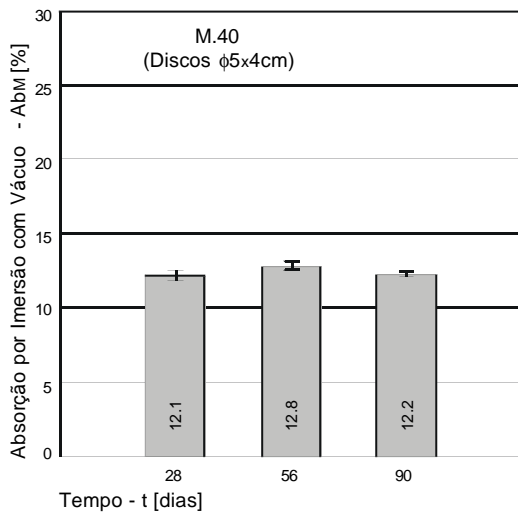


Figura 7.54 - Absorção por imersão M40

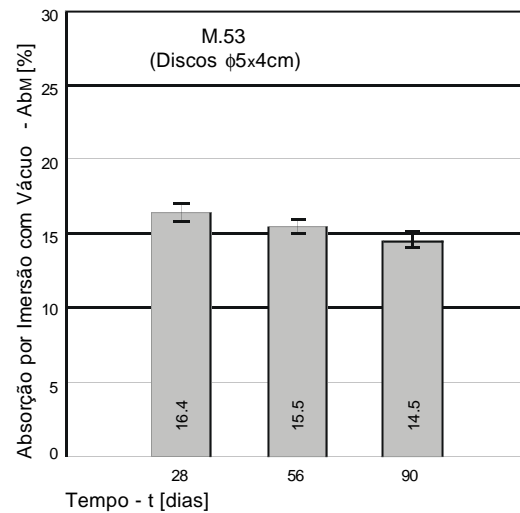


Figura 7.55 - Absorção por imersão M53

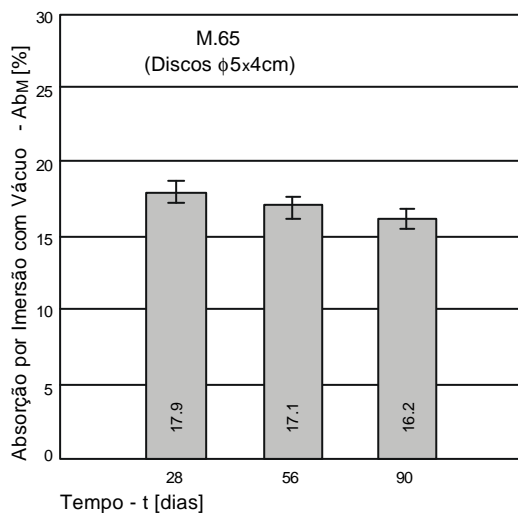


Figura 7.56 - Absorção por imersão M65

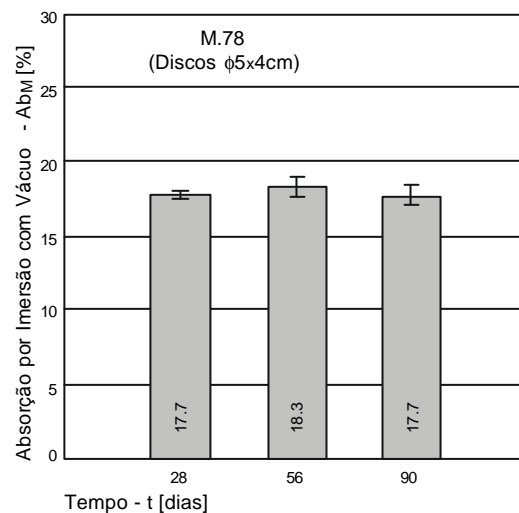


Figura 7.57 - Absorção por imersão M78

Os coeficientes de variação médios obtidos são de 2.22 %, 2.26 %, 3.19 % e 2.46 % para os betões M40, M53, M65 e M78 respectivamente.

Para averiguar se o número de amostras utilizadas para obter um valor médio é adequado e devido à variação na dispersão dos resultados, determinou-se o intervalo de confiança com o resultado do betão com o maior coeficiente de dispersão (M78 aos 90 dias). Recorreu-se à distribuição *t-Student* uma vez que o número de amostras é inferior a 30 [7.1].

Substituindo os valores para determinar o intervalo de confiança para 95% obtém-se, para o betão M65 aos 28 dias:

$$17.92 - 2.571 \cdot \frac{0.586}{\sqrt{6}} < m < 17.92 + 2.571 \cdot \frac{0.586}{\sqrt{6}} \tag{7.19}$$

ou seja, 17.30 % < média < 18.54 %.

Para o betão M65 os resultados encontram-se todos menos um dentro do intervalo de confiança de 95%. Logo, para a determinação do coeficientes de absorção de água por imersão, a utilização de 4 amostras é suficiente qualquer que seja a razão água/cimento.

Analisando a Figura 7.58, verifica-se que absorção de água por imersão sob vácuo é sensível à variação da razão água/cimento, aumentando com o aumento desta.

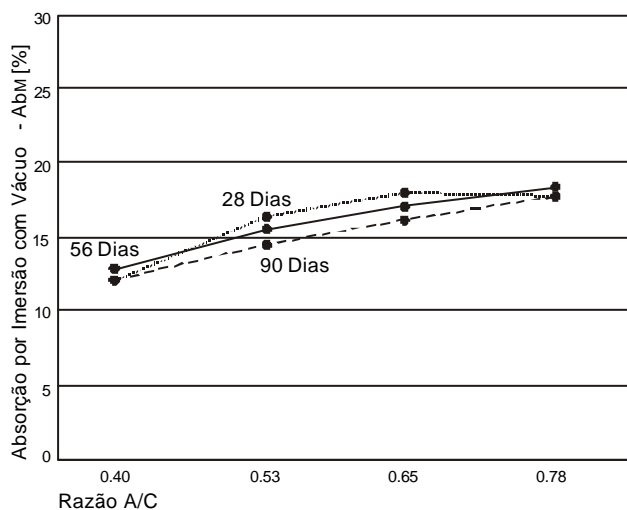


Figura 7.58 - Variação da absorção de água com a razão água/cimento.

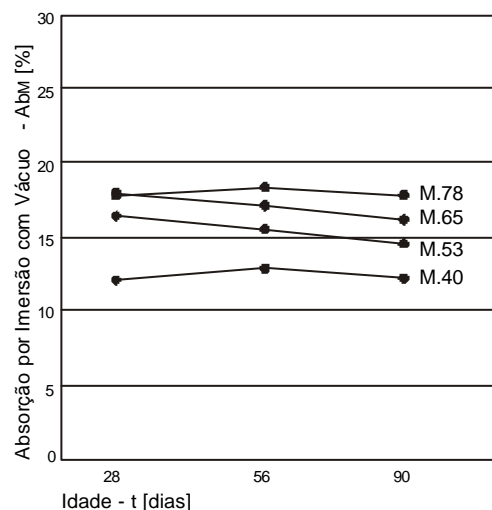


Figura 7.59 - Variação da absorção de água com o tempo.

Na Figura 7.59, podemos constatar que a idade aparenta ter uma influência muito

ligeira na absorção de água por imersão à sob vácuo para idades entre os 28 dias e 90 dias.

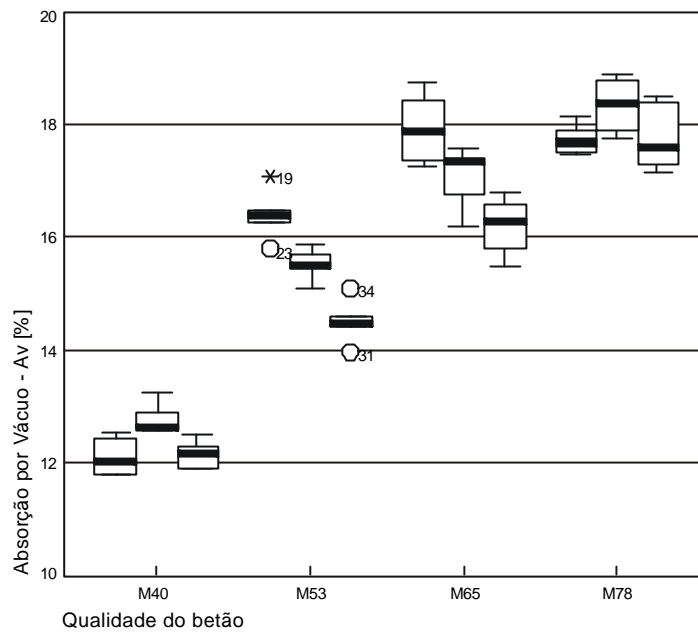


Figura 7.60 - Box-plot da absorção por vácuo

Tal como acontece no ensaio de absorção, as distribuições dos resultados do ensaio de absorção por vácuo aumentam com a diminuição da qualidade do betão, mantendo-se constante com no tempo. Os resultados apresentam uma boa simetria o que indica que o número de amostras utilizados é adequado. O ensaio é pouco sensível com o tempo, e muito sensível com a qualidade do betão. Existem valores aberrativos para o betão M53 aos 28 e 90 dias. Contudo, o afastamento destes em relação à média são iguais, logo, não afectaram o valor médio, mas sim o desvio padrão.

### 7.3 Comparação dos ensaios e correlação dos resultados obtidos

Pelo facto de existir diferentes ensaios de durabilidade que normalmente são utilizados, interessa averiguar as possíveis correlações existentes entre os seus resultados, de modo a poder-se prever determinado parâmetro de durabilidade a partir de outro ensaio.

Interessa também, saber qual a sensibilidade dos diversos ensaios de durabilidade com o intuito de avaliar a capacidade dos ensaios medirem alterações na qualidade do betão.

#### 7.3.1 Duração dos ensaios

Para classificar os ensaios quanto à sua duração, é preciso ter em conta o tempo necessário para efectuar a preparação dos provetes bem como o tempo necessário para a sua execução.

Na Tabela 7.12 estão apresentados as durações dos ensaios incluindo a preparação e a execução. Alguns dos ensaios não possuem uma duração de ensaio fixo, como por exemplo o ensaio de difusão CTH ou a permeabilidade à água. A duração dos ensaios, nestes casos, são função da qualidade do betão. Nestes casos, na Tabela 7.12 são apresentados intervalos de duração dos ensaios.

Tabela 7.12 - Coeficientes de variação média por qualidade de betão.

Ensaio	Tempo de preparação	Tempo de execução	Tempo total
R <sub>C</sub>	horas	minutos	algumas horas
ρ	1 dia	minutos	1 dia
K <sub>G</sub>	1 dia	minutos	1 dia
K <sub>W</sub>	1 dia	minutos a algumas horas	1 - 2 dias
D	1 dia	2 h - 7 dias	1 - 8 dias
Ab	alguns dias	alguns dias	dias - semana
Abv	alguns dias	alguns dias	dias - semana
K <sub>C</sub>	alguns dias	3 dias	> 1 semana

A Tabela 7.12 apresenta os tempo necessários para a realização dos ensaios, sendo organizados por ordem crescente de duração total dos ensaios. Como pode ser observado a duração total pode variar desde algumas horas até mais que uma semana.

A fim de facilitar a avaliação dos ensaios, divide-se os ensaios em dois grupos em função da duração destes. No primeiro grupo incluem-se os ensaios cuja duração não excede os dois dias. Estão incluídos neste grupo a resistência à compressão, a resistividade eléctrica e a permeabilidade à água e ao oxigénio.

No segundo grupo estão incluídos os ensaios menos expeditos, com durações compreendidas entre alguns dias até mais que uma semana. Estão incluídos neste grupo os ensaios de absorção a pressão atmosférica e por vácuo, e a absorção por capilaridade. O ensaio de difusão CTH pode ser incluído em qualquer dos dois grupos, por possuir uma duração de ensaio entre 1 e 8 dias.

Os equipamentos de ensaio necessários à execução deste trabalho são de aplicação comum. A única excepção corresponde aos permeâmetros necessários para a realização de ensaios de permeabilidade.

Nenhum dos ensaios necessita de mão-de-obra técnica especializada.

### 7.3.2 Dispersão dos resultados dos ensaios

A dispersão dos resultados dos ensaios pode ser comparado através do coeficiente de variação, uma vez que este é uma medida relativa de dispersão. Na Tabela 7.13 são apresentados os coeficientes de variação por qualidade de betão e o tempo de cura.

Tabela 7.13 - Coeficientes de variação por qualidade de betão e idade.

Ensaio/ Idades	M40			M53			M65			M78		
	28	56	90	28	56	90	28	56	90	28	56	90
R <sub>C</sub>	5.20	3.87	3.12	1.92	3.62	3.31	9.92	3.47	3.20	3.25	8.19	3.63
D	8.53	6.36	6.71	12.66	11.43	9.21	14.42	11.62	11.15	17.14	17.87	11.71
ρ	15.17	4.78	7.36	12.76	5.41	5.42	10.15	10.71	3.30	10.38	5.04	17.16
K <sub>G</sub>	2.97	3.61	4.13	1.74	4.44	7.54	14.72	15.19	20.45	20.66	17.26	30.91
K <sub>W</sub>	17.95	16.70	17.98	15.07	15.65	16.00	6.99	12.32	4.71	41.37	20.01	23.47
Ab	0.97	0.97	0.30	1.40	0.82	0.57	3.75	4.21	2.87	3.87	1.98	4.29
Abv	2.77	2.02	1.86	2.51	1.78	2.48	3.29	3.10	3.19	1.50	2.68	3.19
K <sub>C</sub>	9.96	6.12	1.09	7.14	1.72	3.58	7.06	3.54	6.54	4.60	12.56	9.94

Analisando a Tabela 7.13, é possível constatar várias tendências gerais de evolução dos coeficientes de variação:

- a dispersão diminui com a idade;
- para os ensaios de resistência à compressão, resistividade eléctrica, permeabilidade à água, absorção por vácuo e capilaridade, a dispersão dos

resultados mantêm-se relativamente constante qualquer que seja a qualidade do betão;

- para os ensaios de difusão CTH, permeabilidade ao oxigénio e absorção à pressão atmosférica, a dispersão dos resultados aumenta com a diminuição da qualidade do betão;
- os ensaios de absorção por vácuo, absorção à pressão atmosférica, resistência à compressão e capilaridade possuem coeficientes de variação pequenos e com uma variação pequena ao longo do tempo e da qualidade do betão.
- os ensaios de difusão e permeabilidade à água possuem coeficientes de variação médios e grandes, respectivamente, com uma variação pequena ao longo do tempo e da qualidade do betão.
- os ensaios de resistividade eléctrica e permeabilidade ao oxigénio possuem coeficientes de variação cujos valores apresentam uma variação significativa ao longo do tempo e da qualidade do betão.

Para permitir uma análise mais directa dos resultados apresentados na Tabela 7.13, determinou-se o coeficiente de variação médio das três idades por qualidade de betão, sendo estes valores apresentados na Tabela 7.14. A variação por qualidade de betão está ilustrado graficamente na Figura 7.61

Tabela 7.14 - Coeficientes de variação média por qualidade de betão.

Test	M40	M53	M65	M78
R <sub>C</sub>	4.06	2.95	5.53	5.02
D	7.20	11.10	12.40	15.57
ρ	9.10	7.86	8.05	10.86
K <sub>G</sub>	3.57	4.57	16.79	22.94
K <sub>W</sub>	17.54	15.57	8.01	28.28
Ab	0.75	0.93	3.61	3.38
Abv	2.22	2.26	3.19	2.46
K <sub>C</sub>	5.72	4.15	5.71	9.03

A Figura 7.61 indica que há um conjunto de ensaios cujo valor do coeficiente de variação é inferior a 10%. Os ensaios em que não se verificam este tipo de comportamento são os de permeabilidade ao oxigénio, permeabilidade à água e a difusão de cloro.

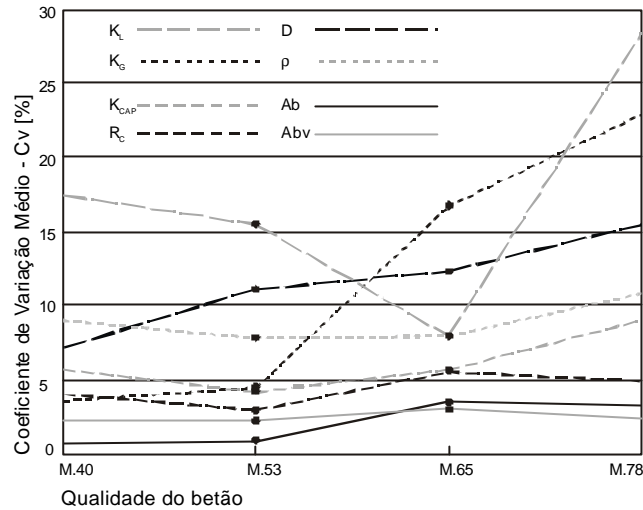


Figura 7.61 - Coeficiente de variação média versus qualidade do betão.

### 7.3.3 Sensibilidade dos ensaios

Para se poder medir a sensibilidade dos ensaios, ou seja, determinar a gama de valores no qual o ensaio exprime os resultados, bastaria efectuar uma comparação entre os valores máximos ao mínimos. Contudo, os diferentes ensaio apresentam os resultados em unidades diferentes. Como tal, é necessário traduzir esta gama de variação num factor adimensional.

Tabela 7.15 - Factores adimensionais e os parâmetro de sensibilidade.

Teste /Dias	$R_c$			$D$			$\rho$			$K_G$		
	28	56	90	28	56	90	28	56	90	28	56	90
M40	1.00	1.10	<b>1.19</b>	1.00	1.15	<b>0.99</b>	1.00	1.02	<b>1.11</b>	1.00	0.75	<b>0.52</b>
M53	0.84	1.07	1.08	1.22	1.32	1.41	0.88	0.98	0.84	0.89	0.95	0.82
M65	0.53	0.61	0.63	1.58	1.47	1.81	0.66	0.72	0.70	5.75	3.59	2.41
M78	<b>0.37</b>	0.48	0.45	<b>2.94</b>	2.35	2.31	<b>0.31</b>	0.44	0.58	<b>21.24</b>	7.49	6.59
$\lambda$	<b>3.22</b>			<b>2.97</b>			<b>3.58</b>			<b>40.85</b>		

Tabela 7.16 - Factores adimensionais e os parâmetro de sensibilidade (continuação).

Teste /Dias	Abs			Abv			$K_c$			$K_w$		
	28	56	90	28	56	90	28	56	90	28	56	90
M40	1.00	0.99	<b>0.96</b>	<b>1.00</b>	1.06	1.01	<b>1.00</b>	1.02	1.07	1.00	0.9	0.75
M53	1.15	1.13	1.15	1.36	1.28	1.2	2.18	1.38	1.44	1.03	0.9	<b>0.56</b>
M65	1.38	1.33	1.33	1.48	1.41	1.34	2.55	2.68	2.31	4.02	3.27	2.37
M78	<b>1.56</b>	1.55	1.53	1.47	<b>1.52</b>	1.47	<b>6.40</b>	4.28	4.23	<b>8.06</b>	7.59	6.37
$\lambda$	<b>1.58</b>			<b>1.52</b>			<b>6.40</b>			<b>14.39</b>		

Optou-se por considerar o resultado do ensaio aos 28 dias, para o betão M40, como



sendo o valor padrão. Os restantes valores foram divididos pelo valor padrão. Nas tabelas 7.15 e 7.16 os resultados dos ensaios são apresentados em fracção do resultado de cada ensaio referente a 28 dias do M40.

Desta forma, já é possível efectuar uma comparação da sensibilidade entre os diversos ensaios.

Para simplificar a comparação da sensibilidade dos ensaios, é sugerido um factor de sensibilidade,  $\lambda$ . Este factor é obtido dividindo o valor adimensional mais alto pelo mais baixo, por cada ensaio.

Por exemplo, para o ensaio da resistência à compressão, o factor de sensibilidade obtido é:

$$I_{Rc} = \frac{1.19}{0.37} = 3.22 \quad [7.20]$$

É interessante notar que, para a maioria dos ensaios, os resultados utilizados para determinar o factor de sensibilidade correspondem aos valores de 90 dias M40 e aos valores de 28 dias M78, i.e., teoricamente o betão mais durável e o menos durável, respectivamente.

Tabela 7.17 - Factores de sensibilidade por ordem decrescente.

Ensaio	Factor $\lambda$
$K_G$	40.85
$K_W$	14.39
$K_c$	6.40
$\rho$	3.58
$R_C$	3.22
D	2.97
Ab	1.58
Abv	1.52

Analisando a tabela 7.17, verifica-se que a sensibilidade dos ensaios podem variar desde os 1.5 a 40.

A sensibilidade de um ensaio está associada ao intervalo dos valores em que se variam os resultados. Assim, um ensaio com maior sensibilidade terá a possibilidade de detectar variações mais pequenas do parâmetro que avalia, i.e. diferenciar melhor os betões com menor variação de qualidade.

Entre os ensaios avaliados, os com maior sensibilidade são a permeabilidade ao oxigénio, permeabilidade à água e absorção por capilaridade. Os ensaios com menor sensibilidade são a absorção a pressão atmosférica e a absorção por vácuo. Pode-se notar que os ensaios de permeabilidade possuem um factor de sensibilidade superior em uma ordem de grandeza em relação aos restantes ensaios. Contudo, é importante notar que a sensibilidade não é o mesmo que a precisão ou a exactidão do ensaio.

A exactidão é a diferença entre o valor verdadeiro e o valor observado de uma grandeza. A precisão está associada á reprodutibilidade dos valores obtidos em medições sucessivas da mesma grandeza.

### 7.3.4 Correlação entre os ensaios

Todos os ensaios referido neste trabalho de investigação medem um dos parâmetros relacionados com a durabilidade. Uma vez que os ensaios realizados pretendem medir os parâmetros relevantes ao transporte da matéria no betão, que estão associados á micro estrutura do betão, quando o betão for o mesmo, é de assumir que haverá correlações entre eles.

Para avaliar quais as relações entre os diversos ensaios, recorreu-se ao ajuste de resultados a vários modelos previamente escolhidos. Estes, frequentemente usados tentam prever uma relação linear, logarítmica, exponencial ou de potência entre os resultados de dois ensaios.

Foram experimentados todos os modelos e escolheu-se aquele que apresentou maior coeficiente de correlação ( $R^2$ ). A tabela 7.18 apresenta os coeficientes de determinação para os melhores modelos.

As figuras 7.62 - 7.89 ilustram os melhores ajustes e os coeficientes de determinação correspondentes. De entre as 28 correlações efectuadas, os modelos com melhor ajuste foram:

- modelo logarítmico em 16 casos;
- modelo linear em 8 casos;
- modelo exponencial em 3 casos, e
- modelo de potência num caso.

Tabela 7.18 - Coeficiente de determinação ( $R^2$ ) das correlações efectuadas entre os resultados dos ensaios.

$r^2$	$R_C$	D	$\rho$	$K_G$	$K_W$	$K_C$	Ab	Abv
$R_C$	---	0.83	0.92	0.91	0.93	0.89	0.91	0.79
D	0.83	---	0.94	0.84	0.88	0.93	0.91	0.68
$\rho$	0.92	0.94	---	0.92	0.90	0.95	0.94	0.73
$K_G$	0.91	0.84	0.92	---	0.91	0.87	0.89	0.68
$K_W$	0.93	0.88	0.90	0.91	---	0.90	0.88	0.68
$K_C$	0.89	0.93	0.95	0.87	0.90	---	0.94	0.81
Ab	0.91	0.91	0.94	0.89	0.88	0.94	---	0.89
Abv	0.79	0.68	0.73	0.68	0.68	0.81	0.89	---

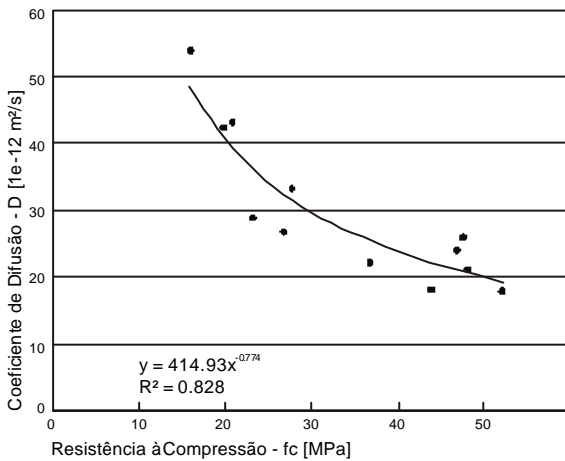


Figura 7.62 - Regressão entre a resistência à compressão e o coeficiente de difusão

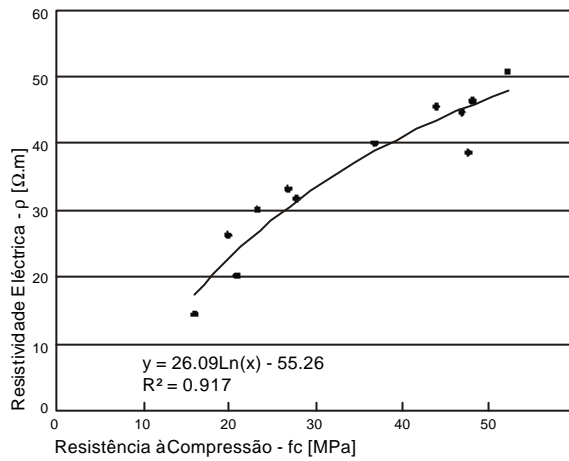


Figura 7.63 - Regressão entre a resistência à compressão e a resistividade eléctrica

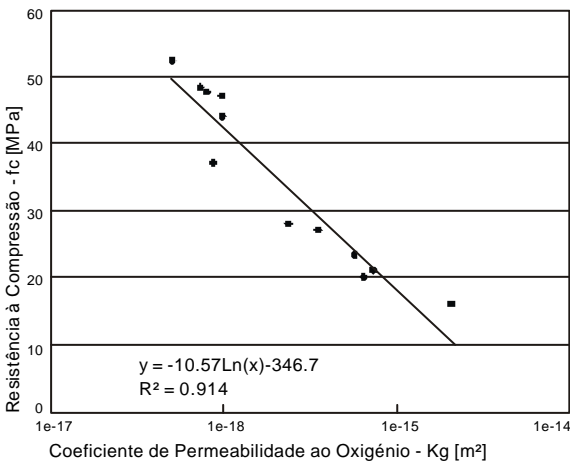


Figura 7.64 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e a resistência à compressão

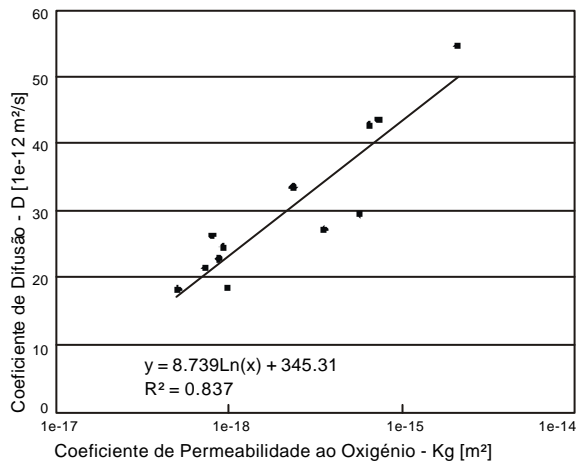
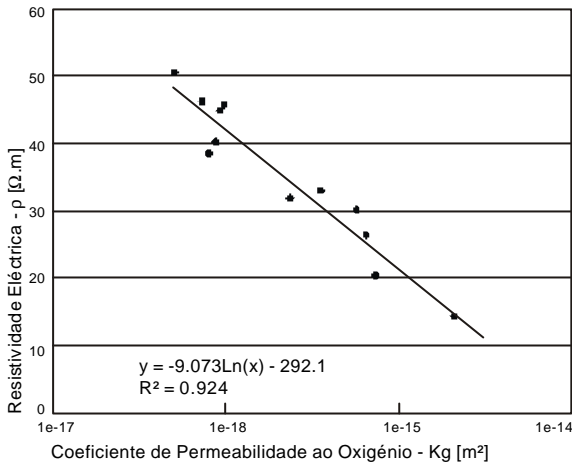
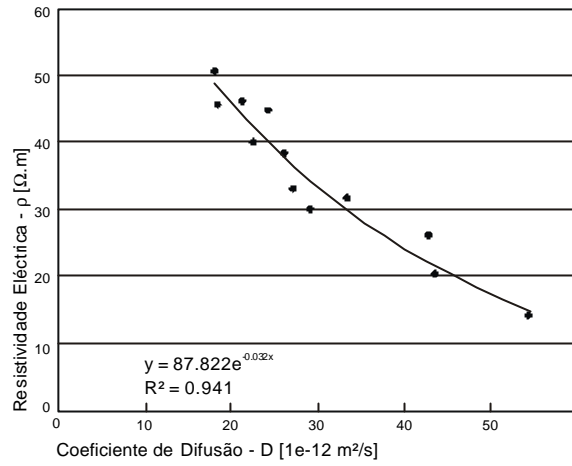


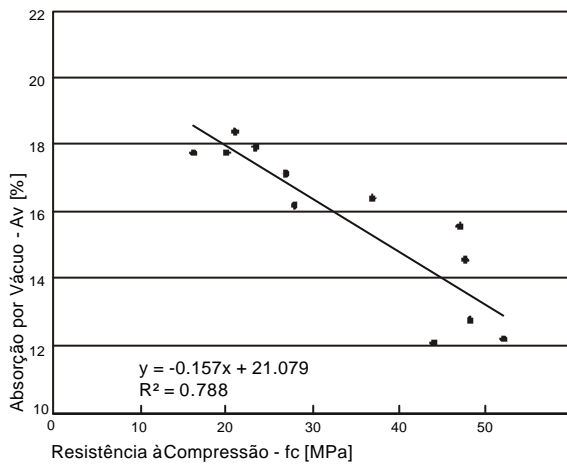
Figura 7.65 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e o coeficiente de difusão



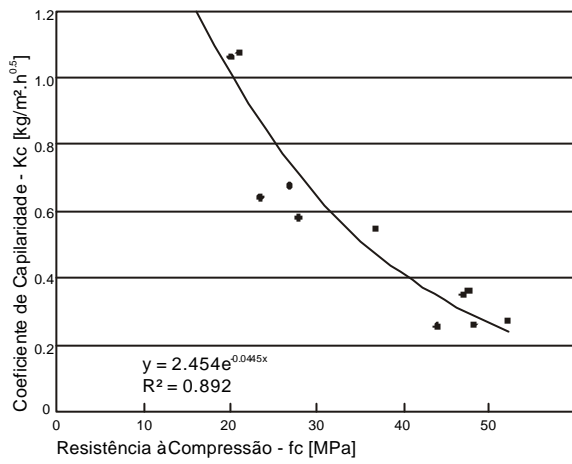
**Figura 7.66** - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e a resistividade eléctrica



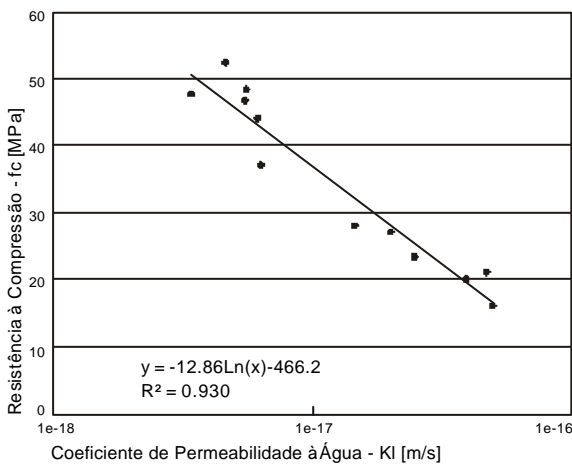
**Figura 7.67** - Regressão entre o coeficiente de difusão e a resistividade eléctrica



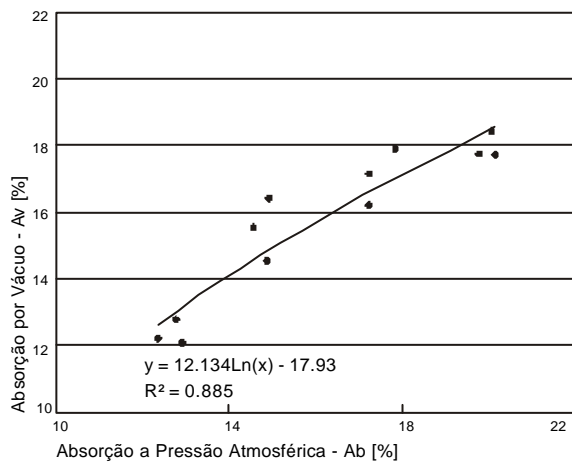
**Figura 7.68** - Regressão entre a resistência à compressão e a absorção por água



**Figura 7.69** - Regressão entre a resistência à compressão e a absorção por capilaridade



**Figura 7.70** - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e a resistência à compressão



**Figura 7.71** - Regressão entre a absorção por água a pressão atmosférica e a absorção por água por vácuo

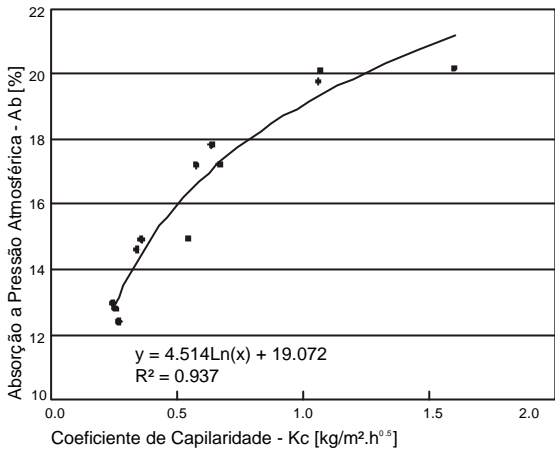


Figura 7.72 - Regressão entre o coeficiente de capilaridade e a absorção por água a pressão atmosférica

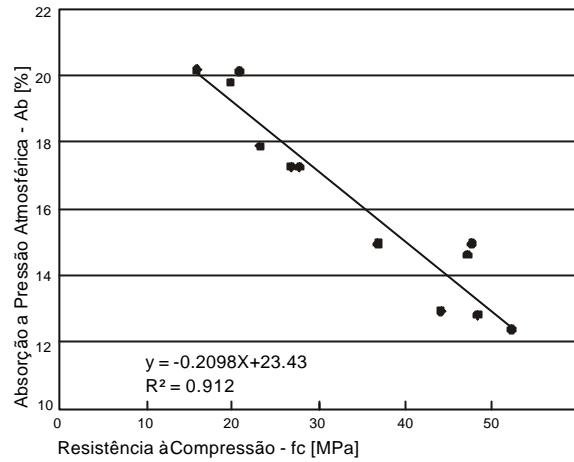


Figura 7.73 - Regressão entre a resistência à compressão e a absorção por água a pressão atmosférica

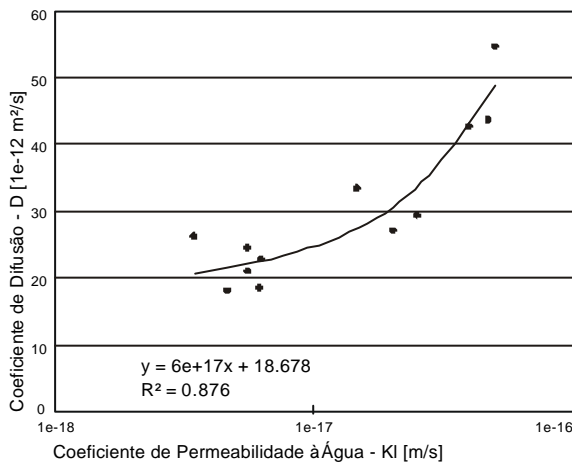


Figura 7.74 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e o coeficiente de difusão

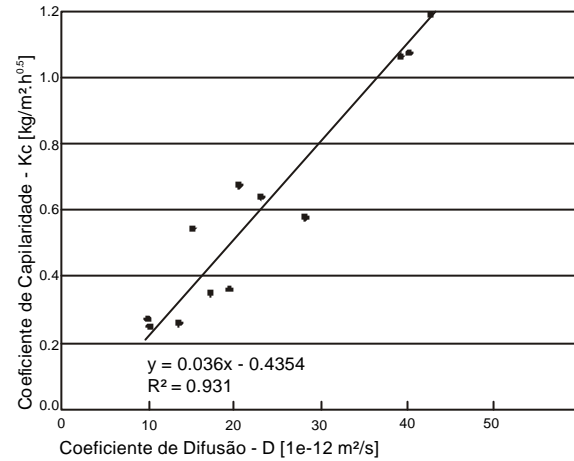


Figura 7.75 - Regressão entre o coeficiente de difusão e o coeficiente de capilaridade

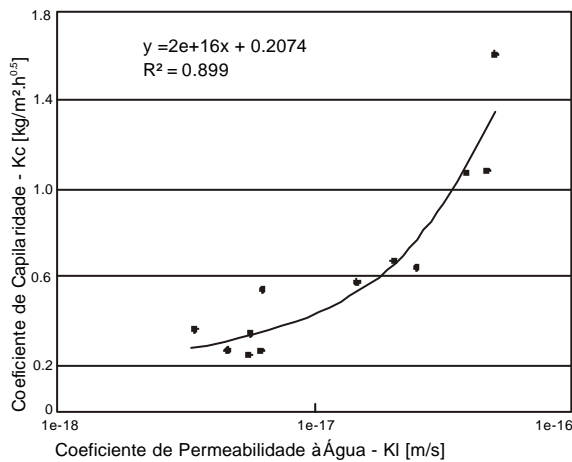


Figura 7.76 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e o coeficiente de capilaridade

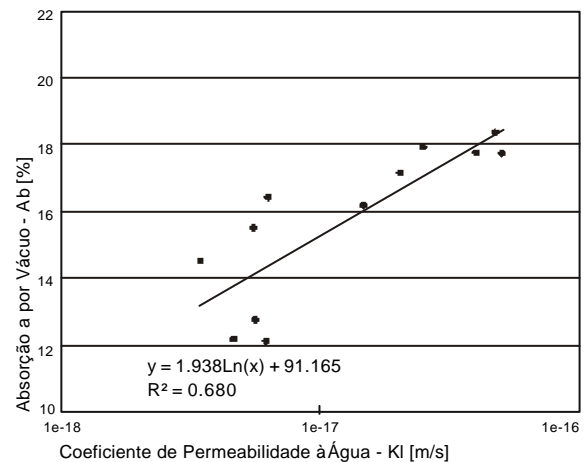


Figura 7.77 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e a absorção por água por vácuo

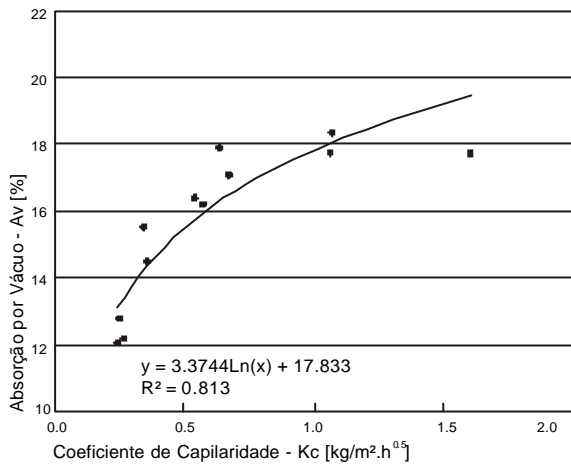


Figura 7.78 - Regressão entre o coeficiente de capilaridade e a absorção por água por vácuo

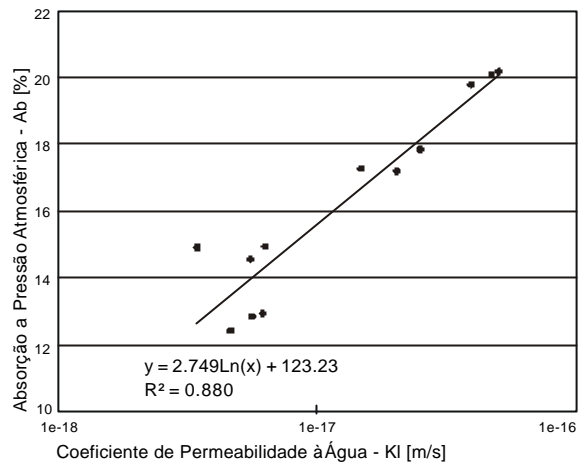


Figura 7.79 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e a absorção por água a pressão atmosférica

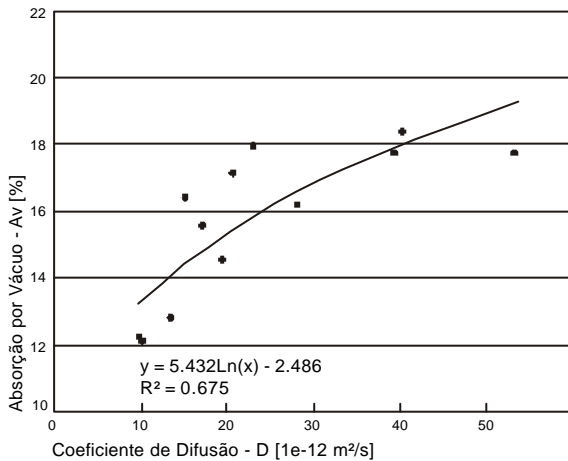


Figura 7.80 - Regressão entre o coeficiente de difusão e a absorção por água por vácuo

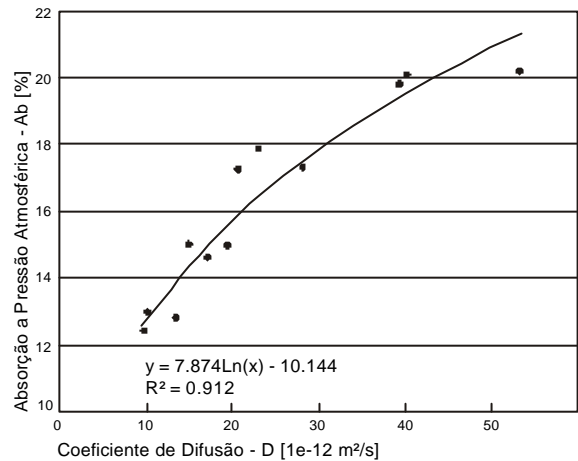


Figura 7.81 - Regressão entre o coeficiente de difusão e a absorção por água a pressão atmosférica

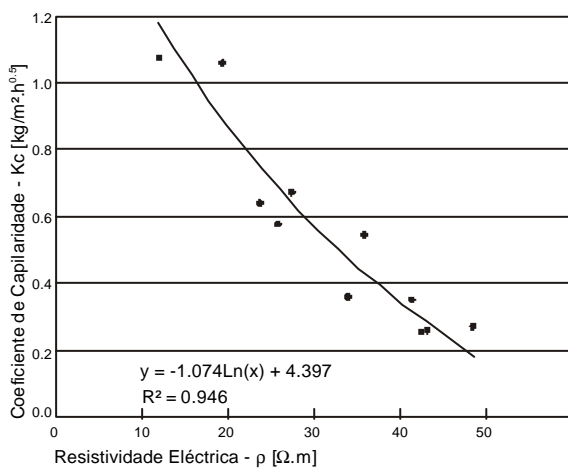


Figura 7.82 - Regressão entre a resistividade eléctrica e o coeficiente de capilaridade

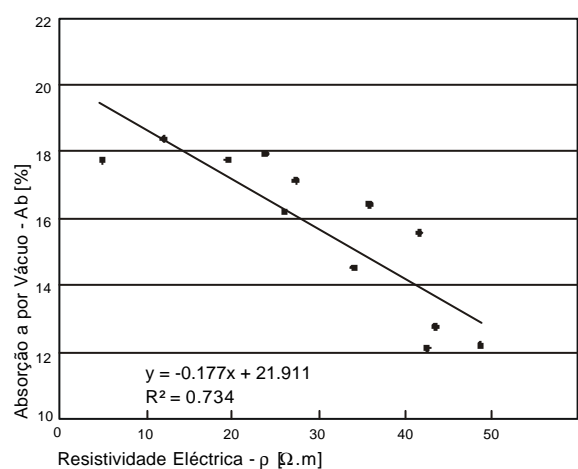


Figura 7.83 - Regressão entre a resistividade eléctrica e a absorção por água por vácuo

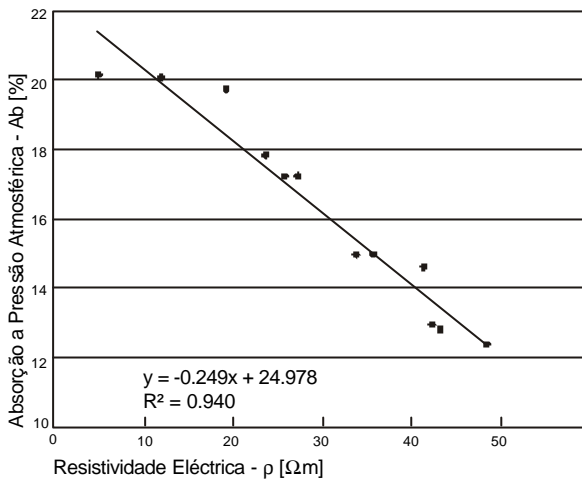


Figura 7.84 - Regressão entre a resistividade eléctrica e a absorção por água a pressão atmosférica

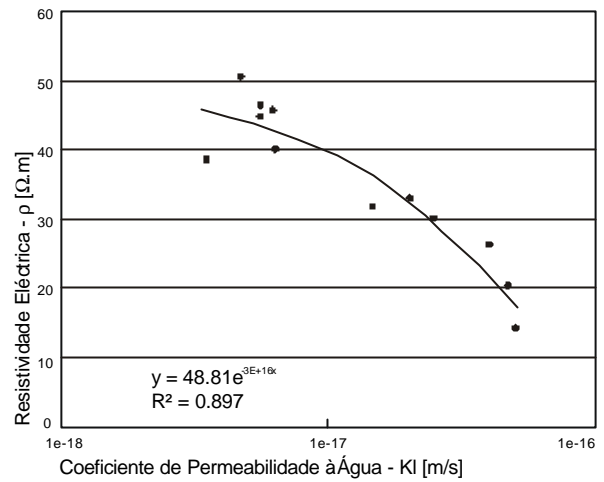


Figura 7.85 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e a resistividade eléctrica

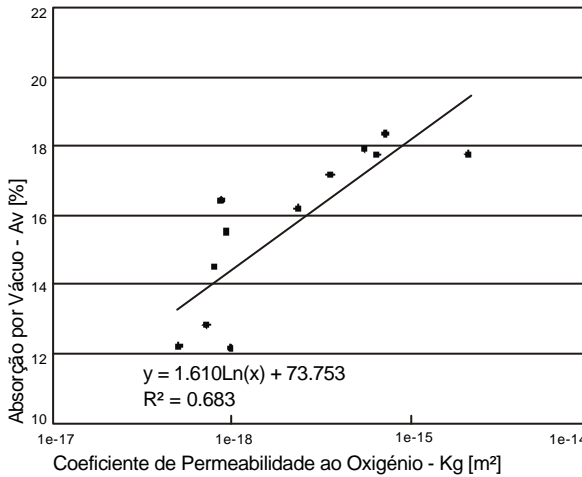


Figura 7.86 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e a absorção por água por vácuo

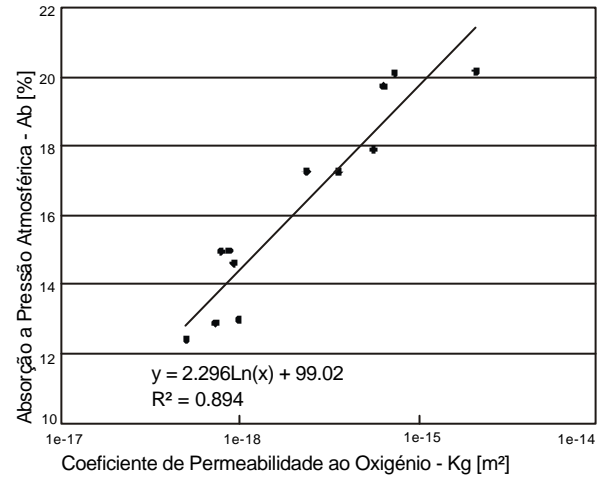


Figura 7.87 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e a absorção por água a pressão atmosférica

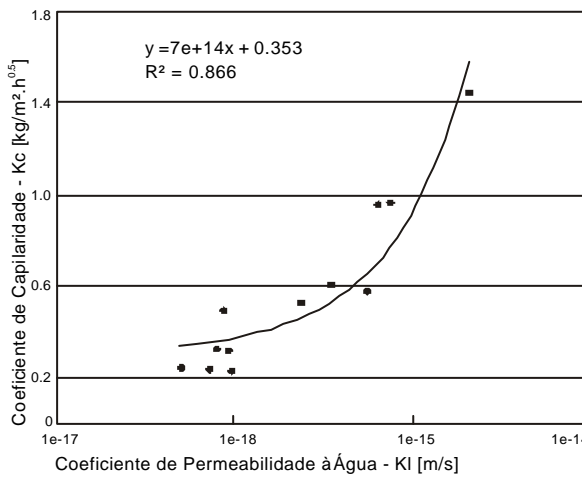


Figura 7.88 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade à água e o coeficiente de capilaridade

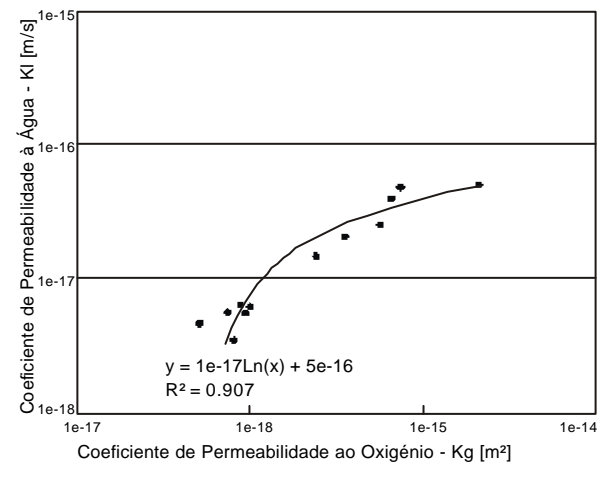


Figura 7.89 - Regressão entre o coeficiente de permeabilidade ao oxigénio e o coeficiente de permeabilidade à água

A fim de simplificar a análise dos coeficientes de determinação das diversas correlações, optou-se por classificar qualitativamente as correlações, atribuindo 3 a uma correlação com um coeficiente de determinação  $> 0.90$ , 1 a uma correlação com um coeficiente de determinação  $> 0.80$ , e 0 a uma correlação com um coeficiente de determinação  $< 0.80$ .

A tabela 7.19 apresenta a classificação dos coeficientes de determinação, bem como o somatório por cada ensaio.

Tabela 7.19 - Classificação qualitativa das correlações entre os ensaios.

pts	$R_C$	D	$\rho$	$K_G$	$K_W$	$K_C$	Ab	Abv
$R_C$	---	1	3	3	3	1	3	0
D	1	---	3	1	1	1	3	0
$\rho$	3	3	---	3	1	3	3	0
$K_G$	3	1	3	---	3	1	1	0
$K_W$	3	1	1	3	---	1	1	0
$K_C$	1	1	3	1	1	---	3	1
Ab	3	3	3	1	1	3	---	1
Abv	0	0	0	0	0	1	1	---
$\Sigma$ pts	14	10	16	12	10	11	15	2

Baseado nesta classificação, pode-se afirmar que o ensaio com o maior somatório é aquele que melhor se correlaciona com os restantes ensaios. Pondo de parte o ensaio de resistência à compressão, por saber que este é um ensaio padrão e não determina um parâmetro de durabilidade, podemos classificar os restantes ensaios por ordem decrescente de grau de correlação, como ilustrada a tabela 7.20.

Tabela 7.20 - Classificação qualitativa das correlações entre os ensaios.

Ensaio	Somatório
$\rho$	16
Ab	15
$K_G$	12
$K_C$	11
$K_W$ e D	10
Abv	2

Esta classificação mostra como os resultados de um ensaio podem exprimir os dos outros. Os ensaio melhor relacionados são a resistividade eléctrica e a absorção a pressão atmosférica. No meio surgem um conjunto de ensaio com representatividade aproximada, a permeabilidade ao oxigénio, a capilaridade, a permeabilidade à água e



a difusão. O ensaio com menor correlação com os restantes ensaios, usando os modelos experimentados neste estudo, é a absorção por vácuo. De notar que esta classificação significa que a resistividade eléctrica se correlaciona-se muito bem com cinco dos sete ensaios experimentados utilizando os modelos aplicados.

Considera-se que este estudo pode ser uma contribuição para determinar os modelos que melhor correlacionam os resultados dos vários ensaios. Conhecendo a relação entre estes, será mais vantajoso executar um ensaio, que seja mais rápido ou que se disponha dos meios, e poder prever os outros resultados.

## 7.4 Bibliografia - Capítulo 7

- [7.1] *Aczel, A.D.; (1995); Statistics. Concepts and applications. IRWIN, pp. 533.*
- [7.2] *NP ENV 206 (1993); Betão: Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade. IPQ, 21 pp.*
- [7.3] *Jalali, S.; Santos, L.M.; (1997); The effect of curing temperature on strength gain of concrete. L'Industria Italiana del Cemento, N. 724, pp. 675-684.*
- [7.4] *Tang, L.; (1995), On chloride diffusion coefficients obtained by using the electrically accelerated methods, Proceeding of the RILEM International Workshop - Chloride Penetration into Concrete, October.*
- [7.5] *Camões, A.; (2000); Relatório de ensaios laboratoriais. (Não publicado), Universidade do Minho.*
- [7.6] *Cabrera, J.G.;Hassan, K.E.; (199?); Control of concrete performance by limiting oxygen permeability and oxygen diffusion.*
- [7.7] *Lynsdale, C.J.; Cabrera, J.G.; (199?); Parameters influencing the oxygen and chloride permeability of superplasticised normal Portland cement and fly-ash normal Portland cement mortar and concrete.*
- [7.8] *Cabrera, J.G.;Hassan, K.E.; (1997); Controlling the quality of concrete by measuring its permeability. Ibausil, Germany, 3005-3.017.*
- [7.9] *Parrott, L. J. (1994), Moisture conditioning and transport properties of concrete test specimens. Materials and Structures, RILEM, Vol. 27, pp. 460-468.*
- [7.10] *Parrott, L. J. (1992), Water absorption in cover concrete. Materials and Structures, RILEM, Vol. 25, pp. 284-292.*

## Capítulo Oito

### Conclusões

---

<b>8.1</b>	<b>Apreciações gerais</b>	<b>8.3</b>
<b>8.2</b>	<b>Sugestões para o trabalho futuro</b>	<b>8.4</b>



## 8.1 Apreciações Gerais

As conclusões deste trabalho de investigação são resumidamente apresentadas de seguida:

1. Os ensaios mais expeditos são a resistência à compressão, a resistividade eléctrica e a permeabilidade à água e ao oxigénio. Contudo, os dois últimos necessitam de equipamentos de ensaio especiais que não são de aplicação corrente. A dimensão dos provetes utilizados nestes dois ensaios limita a sua aplicação aos betões com dimensão máxima de agregado inferior à 15 mm.
2. Verifica-se que a dispersão dos resultado aumenta com a diminuição da qualidade do betão.
3. Todos os ensaios possuem um coeficiente de variação inferior a 10%, com excepção dos ensaios de permeabilidade ao oxigénio e à água.
4. Foi sugerido um parâmetro, chamado “parâmetro de sensibilidade”, para comparar a sensibilidade dos diversos ensaios. Este parâmetro, que indica a gama da variação dos resultados, foi utilizado neste estudo com bons resultados.
5. Os ensaios com maior sensibilidade são a permeabilidade ao oxigénio, permeabilidade à água e absorção por capilaridade. Os ensaios com menor sensibilidade são a absorção a pressão atmosférica e a absorção por vácuo.
6. A resistividade eléctrica e a absorção a pressão atmosférica demonstram uma correlação muito boa com os outros ensaios excepto a absorção sob vácuo. Os ensaios de permeabilidade ao oxigénio, da capilaridade, da permeabilidade à água sob vácuo e difusão por CTH mostram uma correlação boa entre si e com os outros ensaios.
7. A resistividade eléctrica destaca-se na correlação dos resultados, uma vez que correlaciona-se muito bem com cinco dos sete ensaios utilizados.
8. Uma avaliação global dos ensaios, tendo em conta a duração, a dispersão dos resultado, a sensibilidade e a correlação com os restantes ensaios, a

resistividade eléctrica se destaca dos outros. A sua execução é expedita, não necessita de equipamento especiais, possui uma dispersão dos resultados inferior a 10%, é razoavelmente sensível e correlaciona-se muito bem com a quase totalidade dos ensaios (5 dos 7 ensaios).

9. Os resultados deste estudo indicam que o ensaio da resistividade eléctrica pode ser um bom candidato para avaliação dos parâmetros do desempenho da durabilidade do betão entre os ensaios avaliados. Naturalmente haverá necessidade de maior numero de resultados a fim de validar as conclusões deste trabalho.

## 8.2 Sugestões para o trabalho futuro

Todo o trabalho foi efectuado com cimento Portland normal. Não foram utilizados cimentos compostos, adições e adjuvantes. A utilização de cinzas volante e superplastificantes, com consequente redução da gama da razão A/C, são acréscimos lógicos a esta investigação.

A investigação efectuada concentrou-se nos resultados entre os 28 e 90 dias. Seria interessante determinar como estes ensaios relacionam-se entre si para idades até aos 28 dias e idade para além dos 90 dias.

Os ensaios de permeabilidade ao oxigénio e à água foram efectuados sobre amostras de relativamente pequena dimensão. Equipamentos que permitam a utilização de provetes maiores terá interesse.

Os ensaios de carbonatação e determinação de difusão no estado estacionário também devem ser incluídos nos futuros projectos desta natureza.