

INFLUÊNCIA DO LIGANTE NO DESEMPENHO DO BETÃO

PEDRO SENA FRAGATEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM MATERIAIS E PROCESSOS DE
CONSTRUÇÃO**

Orientadora: Professora Doutora Ana Maria Quintela da Silva Proença
Correia de Queirós

Co-Orientadora: Professora Doutora Maria Joana Álvares Ribeiro de
Sousa Coutinho

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais e a todos os que contribuíram de forma activa para a produção deste estudo.

Aquele que se empenha a resolver as dificuldades resolve-as antes que elas surjam.

Sun Tzu

AGRADECIMENTOS

Antes de iniciar a apresentação desta dissertação começo por dizer que agradecer a alguém é sempre uma tarefa árdua pelo simples facto de se ser acometido por uma terrível consciência de dívida, mas ao mesmo tempo de eterna gratidão. E porque foram várias as pessoas que, de uma maneira ou de outra, colaboraram para realização deste trabalho, pelo que a todas, expresso o meu sincero agradecimento.

Aos meus pais e ao meu irmão pela compreensão demonstrada e pelo incentivo na perseguição dos objectivos e do caminho que escolhi.

À Bárbara, por me ter aturado ao longo deste percurso, sempre com uma palavra de incentivo e apoio pronta para me dar.

À Prof.^a Doutora Ana Maria Proença, pela rara oportunidade de dialogar com alguém com um profundo conhecimento na complexa área que é a Engenharia Civil.

Tal como disse inicialmente, agradecer é uma tarefa árdua, especialmente quando uma pessoa nos auxilia verdadeiramente e quando demonstra um verdadeiro interesse que o trabalho em mãos chegue a bom porto. Para estas situações tenho dificuldades em encontrar uma palavra ou palavras que expressem o meu profundo agradecimento. Como tal, apenas direi obrigado, obrigado por tudo Prof.^a Doutora Joana Sousa Coutinho.

Ao Prof.^o Doutor Arlindo Begonha pelo auxílio prestado e pelo interesse demonstrado e pela constante boa disposição.

A todos os que trabalham no Laboratório de Materiais de Construção, Fernando, Gil, Manuel, Paula e Patrícia, pela disponibilidade, simpatia demonstrada e pelo auxílio prestado, sem o qual, a realização deste estudo teria sido impossível.

À D. Maria Teresa, cuja simpatia e empenho é um marco importante neste caminho.

RESUMO

Hoje em dia existe no mercado uma variedade de cimentos tanto no que se refere à sua composição como à classe de resistência.

Desses cimentos, um deles, CEM II A-L 42,5 R tem sido proposto pelas cimenteiras como uma alternativa ao CEM I 42,5 R, com o argumento de ao possibilitar a obtenção de betões com desempenho equivalente minimizaria o efeito de produção de dióxido de carbono para a atmosfera.

O objectivo primordial do presente trabalho de investigação é o de comparar a influência dos cimentos CEM I 42,5 R e CEM II A-L 42,5 R no comportamento do betão. Mais pormenorizadamente, tentou-se verificar se os dois betões teriam um desempenho equivalente, tanto no que diz respeito às resistências mecânicas como de resistência à penetração de agentes agressivos. Assim sendo, no capítulo 1, faz-se uma exposição orientada do actual estado de conhecimentos dos constituintes do betão e sua influência no comportamento, complementada com uma breve descrição da acção dos agentes agressivos no betão.

No capítulo 2 definem-se os ensaios com base nos quais será estabelecida a comparação, apresentam-se os resultados obtidos e retiram-se as devidas ilações dos mesmos.

No capítulo 3 são discutidos os resultados e são apresentadas as conclusões.

PALAVRAS-CHAVE: betão, cimento CEM I, cimento CEM II A-L, desempenho, durabilidade.

ABSTRACT

Nowadays there is a large variety of cements with different compositions and strength levels

One of those cements, the CEM II A-L 42,5 R, is being merchandised by cement manufacturers as an alternative to the CEM I 42,5 R, using the argument that this cement is able to produce a concrete with an equivalent performance, having at the same time an ecological advantage.

The main goal of this study is to compare the influence of these two cements in the concrete's behaviour. It was also tried to assess if these concretes have an equivalent strength level and an equal ability to resist the penetration of aggressive agents.

In the first chapter the concrete mix components are described, it is shown their influence on the concrete mix and a brief description of some aggressive agents is made.

The second chapter describes the tests chosen to establish the comparison between the concretes and the results obtained in the described tests are shown and discussed.

The third and final chapter discusses the results obtained comparing them with those obtained by other authors and states the conclusions achieved.

KEYWORDS: concrete, cement CEM I, cement CEMII, performance, durability.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. O material betão	 1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. CIMENTO PORTLAND	2
1.2.1. FABRICO	2
1.2.2. REACÇÕES DE HIDRATAÇÃO NO CIMENTO	3
1.2.2.1. Hidratação, presa e endurecimento	3
1.2.2.2. Calor de hidratação dos componentes do cimento	7
1.2.2.3. Água no cimento hidratado	9
1.2.2.4. Resistência química	11
1.2.3. PROPRIEDADES FÍSICAS, MECÂNICAS E QUÍMICAS	12
1.2.3.1. Finura	12
1.2.3.2. Resistências mecânicas	13
1.2.3.3. Presa	14
1.2.3.4. Expansibilidade	15
1.2.3.5. Resíduo insolúvel	15
1.2.3.6. Perda ao fogo	16
1.2.3.7. Cloretos	16
1.2.4. CLASSIFICAÇÃO DOS CIMENTOS	18
1.3. AGREGADOS	20
1.3.1. INTRODUÇÃO	20
1.3.2. FORMA	21
1.3.3. TEXTURA SUPERFICIAL	22
1.3.4. INFLUÊNCIA DA FORMA E DA TEXTURA SUPERFICIAL NO BETÃO	22
1.3.5. GRANULOMETRIA E SUA INFLUÊNCIA NO BETÃO	23
1.3.6. RESISTÊNCIA MECÂNICA	24
1.3.7. PROPRIEDADES TÉRMICAS	24
1.3.8. REACÇÕES EXPANSIVAS ENTRE O CIMENTO E O AGREGADO	25

1.3.9. DETERMINAÇÕES ESSENCIAIS PARA O CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DO BETÃO.....	25
1.3.9.1. Massa volúmica e absorção de água	26
1.3.9.2. Baridade	26
1.3.9.3. Humidade	27
1.4. ADJUVANTES	28
1.5. BETÃO	28
1.5.1. DURABILIDADE	29
1.5.1.1. Introdução	29
1.5.1.2. Deterioração do betão devido a acções mecânicas e retracção	36
1.5.1.3. Deterioração do betão devido a acções químicas.....	39
1.5.1.3.1. Corrosão das armaduras.....	41
1.5.1.3.2. Carbonatação.....	44
1.5.1.3.3. Cloretos	47
1.5.1.3.4. Ataque por iões sulfato	51
1.5.1.3.5. Influência do fíler calcário	53
 2. Apresentação e discussão dos resultados	 57
2.1. BREVE NOTA INTRODUTÓRIA.....	57
2.2. ENSAIOS REALIZADOS SOBRE OS CIMENTOS.....	57
2.3. ENSAIOS REALIZADOS SOBRE OS AGREGADOS.....	61
2.3.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E MÓDULOS DE FINURA	61
2.3.2. DETERMINAÇÃO DA BARIDADE E DO VOLUME DE VAZIOS	63
2.3.3. DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA E ABSORÇÃO DE ÁGUA	63
2.4. COMPOSIÇÃO DO BETÃO.....	64
2.5. ENSAIOS REALIZADOS SOBRE O BETÃO	66
2.5.1. RESISTÊNCIAS MECÂNICAS.....	66
2.5.2. ENSAIOS AVALIADORES DA DURABILIDADE DO BETÃO	72
2.5.2.1. Determinação da retracção	72
2.5.2.2. Porosidade livre, aberta ou às 48 horas	74
2.5.2.3. Determinação da absorção de água por capilaridade.....	76
2.5.2.4. Determinação da profundidade de penetração de água sob pressão	78
2.5.2.5. Determinação da permeabilidade ao oxigénio.....	79
2.5.2.6. Determinação da resistência à carbonatação	81

2.5.2.7. Determinação da resistência à penetração de cloretos	86
---	----

3. Discussão e conclusões..... 89

3.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	89
---	----

3.2. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	91
--	----

3.2.1. RESISTÊNCIAS MECÂNICAS	91
-------------------------------------	----

3.2.2. CARBONATAÇÃO	92
---------------------------	----

3.2.3. CLORETOS	96
-----------------------	----

3.3. CONCLUSÕES	98
------------------------------	----

Referências bibliográficas..... 99

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Esquema do desenvolvimento da microestrutura da pasta de cimento durante a hidratação (Coutinho, 2006).....	4
Fig.2 – Desenvolvimento microestrutural, durante a hidratação, de um grão de cimento (Scrivener, 1989 cit. por Coutinho 2008).	6
Fig.3 – Desenvolvimento microestrutural, durante a hidratação, de um grão de cimento (Scrivener, 1989 cit. por Coutinho, 2008).	8
Fig.4 – Influência do conteúdo em C_3A na libertação de calor (Neville, 1998).....	9
Fig.5 – Influência do conteúdo em C_3S na libertação de calor (Neville, 1998).....	9
Fig.6 – Representação esquemática dos tipos de água no seio dos silicatos cálcicos hidratados CSH (Mehta, 2000).	11
Fig.7 – Desenvolvimento da resistência dos compostos puros do cimento Portland (Coutinho, 2008).	14
Fig.8 – Corrosão da armadura por "picadas" causada por cloretos (Coutinho, 2006).	17
Fig.9 – Volume relativo dos produtos de corrosão (Coutinho, 2006).....	17
Fig.10 – Efeitos da corrosão da armadura: (a) - fendilhação; (b) - descamação; (c) - delaminação; (d) - efeito nos cantos (Coutinho, 2008).	17
Fig.11 – Os 27 produtos da família de cimentos correntes (NP EN 197 – 1, 2001).....	19
Fig.12 – Vida útil e residual de uma estrutura (Coutinho, 1998).....	30
Fig.13 – Modelo conceptual desenvolvido por Tuutti (Coutinho, 1998).....	31
Fig.14 – Modelo conceptual desenvolvido por Weyers (Weyers, 1998 cit. por Maaddawy; Soudki, 2007).	32
Fig.15 – Esquema do efeito de reacção álcalis-agregado (CEB, 1992 cit. por Coutinho, 1998).	39
Fig.16 – Ataque ácido (CEB, 1992 cit. por Coutinho, 1998).	40
Fig.17 – Efeito de ataque por sulfatos (CEB, 1992cit. por Coutinho, 1998).	40
Fig.18 – Processos anódico e catódico na corrosão (adaptado de Richardson, 1992/93 cit. por Coutinho, 1998).	41
Fig.19 – Tipos de corrosão das armaduras (Salta, 1996 cit. por Coutinho, 1998).	42
Fig.20 – Molhagem/secagem e penetração de cloretos (Coutinho, 1998).	48
Fig.21 – Misturadora utilizada para a produção de argamassas, cumprindo os requisitos da NP EN 196 – 1 (1996).	57
Fig.22 – Compactador utilizado para a compactação de argamassas, cumprindo os requisitos da NP EN 196 – 1 (1996).	58
Fig.23 – Molde utilizado para a produção de argamassas com uma argamassa pronta.	58
Fig.24 – Equipamento utilizado para a determinação das resistências mecânicas de argamassas.....	59
Fig.25 – Aspecto de um provete de argamassa após ter sido ensaiado à flexão.	59

Fig.26 – Aspecto de um provete de argamassa após ter sido ensaiado à compressão.	59
Fig.27 – Séries de peneiros utilizados e máquina de peneiração automática.	61
Fig.28 – Curva granulométrica dos agregados utilizados.	62
Fig.29 – Recipiente utilizado para a determinação da baridade e volume de vazios dos agregados utilizados.	63
Fig.30 – Misturadora utilizada no presente estudo.	64
Fig.31 – Aspecto do slump obtido nos betões em estudo.....	65
Fig.32 – Aplicação do método de Faury.....	65
Fig.33 – Máquina de ensaio utilizada para o ensaio da resistência à flexão de prismas de betão.	66
Fig.34 – Aspecto final de um prisma de betão ensaiado à flexão.....	66
Fig.35 – Resistência à flexão aos sete e vinte e oito dias de idade do betão “CEMI”.	67
Fig.36 – Resistência à flexão aos sete e vinte e oito dias de idade para o betão “CEMII”.	67
Fig.37 – Figura resume dos resultados obtidos no ensaio de resistência mecânica à flexão, para as duas idades apresentadas.	68
Fig.38 – Equipamento de ensaio para a determinação da resistência à compressão de provetes de betão.	69
Fig.39 – Aspecto final de um cubo de betão ensaiado à compressão – pormenor de um canto.	69
Fig.40 – Resistência à compressão aos 7 e 28 dias de idade do betão “CEMI”.	70
Fig.41 – Resistência à compressão aos 7 e 28 dias de idade do betão “CEMII”.	71
Fig.42 – Figura resume dos resultados obtidos no ensaio de resistência mecânica à compressão, para as duas idades apresentadas.	71
Fig.43 – Registo da retracção nos provetes de betão do estudo em causa.	72
Fig.44 – Data taker utilizado para o estudo em causa.	73
Fig.45 – Resultados da determinação da retracção para os prismas dos betões estudados.	73
Fig.46 – Retracção média dos prismas de ambos os espécimes de betão.	74
Fig.47 – Aspecto dos provetes utilizados na determinação da absorção de água por capilaridade.	76
Fig.48 – Coeficiente de absorção capilar para ambos os betões.	77
Fig.49 – Montagem utilizada para a determinação da profundidade de penetração de água sob pressão.	78
Fig.50 – Aspecto dos provetes no final do ensaio de determinação da profundidade de penetração da água sob pressão.	78
Fig.51 – Aspecto dos provetes de betão durante o pré-acondicionamento, imediatamente antes do ensaio – à esquerda – e após o ensaio – à direita.....	80
Fig.52 – Equipamento de ensaio da determinação da permeabilidade ao oxigénio.	80
Fig.53 – Proвете de betão montado no interior do equipamento de ensaio da determinação da permeabilidade ao oxigénio.....	80

Fig.54 – Provates resultantes da serragem dos cubos com 200 mm de aresta para utilização no ensaio de determinação da resistência à carbonatação.....	81
Fig.55 – Câmara utilizada para o ensaio de determinação da resistência à carbonatação.	81
Fig.56 – Profundidade de carbonatação, fatias dos provates de betão “CEMI” em cima e de betão “CEMII” em baixo. Da esquerda para a direita: Prisma 1, Prisma 2, Prisma 3.....	82
Fig.57 – Profundidades de carbonatação estimadas para ambas as espécies de betão.	85
Fig.58 – Montagem do provate na célula de ensaio.	86
Fig.59 – Relação entre: (a) – K_{acc} para os diferentes tempos de cura e a resistência à compressão; (b) – K_{nat} e o K_{acc} para os diferentes tempos de cura (Bertolini, <i>et al.</i> , 2007).	93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Propriedades principais dos componentes do cimento (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).....	11
Quadro 2 – Resultados médios dos ensaios físicos realizados sobre os cimentos.	60
Quadro 3 – Resultados médios da análise química dos cimentos em estudo.	60
Quadro 4 – Tensões de rotura, valores médios, comparação de resultados.	61
Quadro 5 – Análise granulométrica dos agregados utilizados no presente estudo.....	62
Quadro 6 – Módulo de finura dos agregados em estudo.....	62
Quadro 7 – Baridade e volume de vazios dos agregados em estudo.	63
Quadro 8 – Massa volúmica e absorção de água para os agregados utilizados.	64
Quadro 9 – Composição dos betões.....	65
Quadro 10 – Resultados do ensaio de resistência mecânica à flexão para o betão “CEMI”.	66
Quadro 11 – Resultados do ensaio de resistência mecânica à flexão para o betão “CEMII”.	67
Quadro 12 – Quadro resumo dos resultados obtidos no ensaio de resistência mecânica à flexão dos betões em estudo.	68
Quadro 13 – Resultados do ensaio de resistência mecânica à compressão para o betão “CEMI”.	70
Quadro 14 – Resultados do ensaio de resistência mecânica à compressão para o betão “CEMII”.	70
Quadro 15 – Quadro resumo dos resultados obtidos no ensaio de resistência mecânica à compressão.	71
Quadro 16 – Valores médios da retração nas idades de referência para os betões “CEMI” e “CEMII”.	74
Quadro 17 – Resultados do ensaio de porosidade livre para ambos os betões.	75
Quadro 18 – Coeficiente de absorção capilar para ambos os betões.	77
Quadro 19 – Resultados do ensaio de penetração de água sob pressão para o betão “CEMI”.	79
Quadro 20 – Resultados do ensaio de penetração de água sob pressão para o “CEMII”.	79
Quadro 21 – Resultados do ensaio de determinação da resistência à carbonatação do betão “CEMI”.	82
Quadro 22 – Resultados do ensaio de determinação da resistência à carbonatação do betão “CEMII”.	82
Quadro 23 – Resistência à carbonatação dos betões em estudo.	84
Quadro 24 – Estimativa da profundidade de carbonatação para os betões em estudo.....	84
Quadro 25 – Estimativa do período de propagação para os betões “CEMI” e “CEMII”.	86
Quadro 26 – Resultados do ensaio de penetração de cloretos para os provetes de betão “CEMI”, analisados à luz da ASTM C1202 (2007).	87

Quadro 27 – Resultados do ensaio de penetração de cloretos para os provetes de betão “CEMII”, analisados à luz da ASTM C1202 (2007).....	87
Quadro 28 – Quadro resumo da resistividade para os diferentes betões, calculados pela RILEM TC 154 EMC.....	88
Quadro 29 – Quadro síntese dos resultados obtidos neste estudo.	90
Quadro 30 – Resistência à compressão de betões (Bertolini, <i>et al.</i> , 2007).	91
Quadro 31 – Resistência à carbonatação de betões (Bertolini, <i>et al.</i> , 2007, Marques; Costa, 2008)..	92
Quadro 32 – Resistência à carbonatação, obtida e a estimada a partir da equação (6), dos betões em estudo.	93
Quadro 33 – Valores de t_{ic} para vários $c_{min,dur}$, para ambos os betões.	94
Quadro 34 – Valores de t_i para vários $c_{min,dur}$, para ambos os betões.	94
Quadro 35 – Valores de t_L para ambos os betões.	95
Quadro 36 – Valores de D_{ns} de espécie de betão de várias classes de resistência (Gonçalves, <i>et al.</i> , 2007).....	96
Quadro 37 – Valores de p e de D_{ns} de espécie de betão de várias classes de resistência (Bertolini, <i>et al.</i> , 2007).....	97

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ASTM – American Society for Testing and Materials.

C₃A – aluminato tricálcico (aparece com matéria vítrea).

C₂S – silicato bicálcico (belite).

C₃S – silicato tricálcico (alite).

C₄AF – aluminoferrato tetracálcico (celite).

CC – classe de consequências.

N₄₈ – Porosidade livre, aberta ou às 48 horas.

RILEM – Réunion International de Laboratoire Essai Matériaux.

RC – classes de fiabilidade.

TCC – teor crítico de cloretos.

t_i – período de iniciação de projecto.

t_{ic} – período de iniciação calculado.

t_L – período de vida útil de projecto.

t_g – tempo de vida útil.

t_p – tempo de propagação.

1

O material betão

1.1. INTRODUÇÃO

A NP EN 206-1 (2007) define betão como um material constituído pela mistura, devidamente proporcionada, de cimento, agregados e água, podendo também conter adjuvantes e adições. A capacidade que os produtos da reacção do cimento com a água têm de endurecer, confere à mistura uma coesão e resistência que torna possível a sua utilização como material de construção.

Os materiais de construção à base de cimento, sobretudo o betão, são os materiais com mais sucesso no mundo. De facto, produz-se mais de 1m³ de betão por pessoa, por ano e este sucesso reside na facilidade com que uma mistura à base de um pó cinzento e água pode ser transformado, à temperatura ambiente, num sólido de forma manipulável com múltiplas funções. Para além disso é um material de baixo custo, de baixo consumo de energia, produzido a partir de recursos (ainda) largamente disponíveis no mundo. No entanto, embora o betão cause menor impacto ambiental do que alguns materiais de construção alternativos, a produção de cimento em grandes quantidades é responsável por cerca de 5-8% das emissões causadas pelo Homem de CO₂, conduzindo por isso a pressão em termos de inovação para a sustentabilidade (Scrivener; Kirkpatrick, 2008 cit. por Coutinho, 2009), nomeadamente no que se refere a novos tipos de adições, sobretudo obtidos a partir de resíduos e também em termos de novas técnicas que conduzam a maior durabilidade das estruturas com a consequente redução da necessidade de consumo de materiais, incluindo o cimento (Coutinho, 2009).

De facto hoje a indústria de construção enfrenta um verdadeiro desafio do ponto de vista ambiental com vista à construção sustentável em que a durabilidade das estruturas de betão armado e pré-esforçado é um dos aspectos primordiais a considerar. Uma vida útil longa de uma estrutura de betão armado ou pré-esforçado depende da resistência do betão de recobrimento a ataques agressivos do meio ambiente e uma vez iniciado o processo de corrosão pode-se alastrar rapidamente, podendo vir a pôr em risco a integridade estrutural (Coutinho, 2009).

Para se atingir um desempenho durável em termos de vida útil, é necessário que se use uma abordagem holística isto é, (i) que se pratique uma estratégia integrante dos materiais no projecto estrutural que conduza a capacidade resistente através da durabilidade em vez da filosofia actual de a durabilidade ser consequência da resistência, (ii) que os materiais sejam produzidos para a durabilidade em vez de para a resistência e (iii) que as estruturas sejam projectadas para a ductilidade e integridade estrutural. O projecto holístico visa uma abordagem global de todos os aspectos do betão e tecnologia construtiva desde a selecção dos materiais, projecto, construção e manutenção, à vida útil, integrando as características dos materiais com o desempenho em obra (Swamy, 2007 cit. por Coutinho, 2009).

Tradicionalmente, para aumentar a durabilidade tem-se procurado modificar a composição do betão, sobretudo por redução da razão água/ligante e por utilização de materiais com propriedades pozolânicas ou hidráulicas latentes tais como cinzas volantes, sílica de fumo, etc. (Coutinho, 2009).

Em condições muito agressivas e/ou para períodos de vida útil muito longos é necessário recorrer a métodos de protecção adicional tais como, por exemplo, impregnações ou recobrimentos (que necessitam de se reaplicar ao longo da vida da estrutura), o uso de – Cofragem de Permeabilidade Controlada – CPF (Controlled Permeability Formwork), os inibidores de corrosão que protegerão as armaduras da corrosão, o uso de aço galvanizado, o uso de aço com revestimento epoxídico, o uso parcial de armaduras de aço inox ou o uso de sistemas de prevenção catódica (Coutinho, 2009).

Um método inovador de melhorar a durabilidade é a utilização da já referida CPF – Cofragem de Permeabilidade Controlada, que consiste na utilização de um filtro/dreno fixo à cofragem que drena os excedentes de água e ar e retém à superfície do betão as partículas de cimento produzindo-se uma “pele” protectora à superfície do betão aumentando substancialmente a durabilidade da estrutura (Coutinho, 2009).

1.2. CIMENTO PORTLAND

1.2.1. FABRICO

O cimento Portland é um ligante hidráulico, um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que faz presa e endurece devido a reacções químicas entre a água e o cimento.

A matéria-prima do cimento Portland é constituída essencialmente por rochas calcárias, ricas em carbonato de cálcio, e rochas argilosas, ricas em silicatos de alumínio e ferro. Normalmente a fábrica situa-se junto de uma formação de calcário ou, preferencialmente, de calcário margoso, e próximo dos centros consumidores (Coutinho; Gonçalves, 1997).

O processo de fabrico do cimento consiste basicamente no aquecimento de uma mistura suficientemente fina, homogénea e adequadamente doseada, obtida a partir das matérias-primas calcárias e argilosas – o cru. A norma actualmente em vigor, NP EN 197 – 1 (1996) designa o cru por farinha. O aquecimento, a temperaturas da ordem de 1450°C é feito geralmente em fornos horizontais rotativos de grandes dimensões. A cozedura do cru pode ser feita em fornos de diversos tipos, desde que consigam atingir temperaturas da ordem dos 1450°C. A estas temperaturas as matérias-primas reagem entre si dando origem a novos compostos. As reacções são facilitadas pela fase líquida, obtida por fusão de cerca de 20 % da matéria-prima. Os produtos de reacção ao arrefecerem aglomeram-se em grânulos extremamente duros de dimensões variáveis, designados por clínquer. Para obter o cru, a matéria-prima pode ser moída e homogeneizada, quer por meio de água (fabrico do cimento por via húmida), quer a seco (fabrico do cimento por via seca). O fabrico do cimento por via húmida é o processo mais antigo. Os progressos tecnológicos feitos no manuseamento, ensilagem e homogeneização dos materiais pulverulentos conduziram, de uma maneira geral, à preferência pelo fabrico do cimento por via seca, uma vez que permite uma economia no consumo de energia, visto que no fabrico por via húmida é necessário eliminar a água do cru por aquecimento (Coutinho; Gonçalves, 1997).

É muito importante considerar a composição dos produtos da queima de combustível, uma vez que irão alterar a composição do cru, devendo esta ser calculada para receber esses produtos. Devido à elevada capacidade de volatilização dos álcalis e do enxofre, em quase todos os locais de uma linha de fabrico de cimento se encontram compostos contendo estes elementos. Actualmente, os sistemas de

recuperação de calor permitem que os gases da combustão sejam aproveitados para o aquecimento do cru, consequentemente, os álcalis e os sulfatos contidos nas poeiras combinam-se com as matérias-primas, aumentando o seu teor no clínquer. Estes sistemas, apesar de conseguirem uma apreciável economia no consumo de energia, têm no entanto o inconveniente de enriquecer o clínquer em álcalis e sulfatos. É esta a razão pela qual nos dias de hoje os cimentos terem incorporadas maiores quantidades de álcalis e enxofre do que há uns anos atrás (Coutinho; Gonçalves, 1997).

À saída do forno o clínquer é arrefecido, sendo o sistema mais usual o que utiliza correntes de ar, devendo este arrefecimento processar-se rapidamente. O clínquer, depois de arrefecido, é armazenado em depósitos apropriados, até à moagem. A operação de moagem é realizada em moinhos de bolas, sendo o clínquer moído juntamente com aditivos para facilitar a moagem e para regular o tempo de presa do cimento – geralmente gesso – e, eventualmente, modificar as suas propriedades – pozolanas, escória de alto forno, cinzas volantes, etc.. A moagem é uma operação dispendiosa que consome cerca de 40 % da energia total de fabrico do cimento. Este facto é consequência de, por um lado, o clínquer ser um material extremamente duro e, por outro, a característica do cimento que se obtém com esta operação, a finura, ser tão importante como a sua composição química (Neville, 1998).

1.2.2. REACÇÕES DE HIDRATAÇÃO NO CIMENTO

As reacções químicas que ocorrem pela acção da temperatura, a partir da matéria prima constituída principalmente por cal, sílica, alumina e óxidos de ferro levam à formação dos componentes principais do clínquer Portland, os quais cristalizam em elementos mais ou menos individualizados, enumerados a seguir:

- Silicato tricálcico – C_3S (alite);
- Silicato bicálcico – C_2S (belite);
- Aluminato tricálcico – C_3A (aparece com matéria vítrea);
- Aluminoferrato tetracálcico – C_4AF (celite).

1.2.2.1. Hidratação, presa e endurecimento

O fenómeno químico de hidratação consiste na reacção dos quatro principais constituintes do cimento. Estes reagem com a água, dando origem a um novo sistema de compostos hidratados. Os compostos que constituem o cimento podem reagir com a água de duas maneiras:

- Na primeira, dá-se uma adição directa de algumas moléculas de água, sendo esta a verdadeira reacção de hidratação;
- Na segunda, os iões da água combinam-se com os compostos constituintes do cimento, formando novas substâncias (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

Este tipo de reacção com a água designa-se por hidrólise. É, no entanto, usual aplicar o termo hidratação a todas as reacções do cimento com a água, isto é, à hidratação e à hidrólise (Teles, 2000).

O silicato tricálcico ao reagir com a água liberta hidróxido de cálcio, uma parte do qual fica em solução e outra cristaliza (portlandite). O silicato, perdendo cálcio, dá origem ao bissilicato tricálcico hidratado. O silicato bicálcico apresenta reacções de hidratação semelhantes à anterior, embora menos rápidas e libertando menos quantidade de hidróxido de cálcio (cerca de 1/3 do libertado pelo silicato tricálcico). Os silicatos de cálcio hidratado só são estáveis quando em contacto com soluções saturadas de hidróxido de cálcio, o que corresponde a um domínio de pH fortemente alcalino. O aluminato tricálcico, encontrando-se numa solução saturada de hidróxido de cálcio, fixa este composto e

transforma-se num aluminato tetracálcico hidratado. Devido à rápida reacção do aluminato tricálcico com a água, que conduz a uma presa instantânea, junta-se ao clínquer do cimento um sulfato, usualmente o gesso – sulfato de cálcio bihidratado. Durante a hidratação, o aluminato tricálcico reage rapidamente com o gesso para formar a etringite. A etringite envolve o aluminato tricálcico ainda não hidratado, protegendo-o assim da acção directa da água e evitando a presa rápida do cimento. Com o tempo, a etringite é substituída pelo monosulfoaluminato de cálcio. Como a reacção anterior ocorre entre o aluminato tricálcico residual e a camada de etringite inicialmente formada, quando toda a etringite tiver sido gasta nesta reacção ocorrerá a presa normal do cimento. Se ainda existir aluminato tricálcico residual ocorre agora a primeira reacção apresentada com a formação de um aluminato tetracálcico hidratado (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

O endurecimento do cimento é lento, sobretudo da belite, pelo que em geral nunca se considera que as reacções se completaram mas que se atingiu um determinado grau de hidratação. À semelhança da maioria dos processos químicos, a temperatura acelera as reacções de hidratação e com temperaturas baixas a velocidade de reacção diminui, chegando mesmo a anular-se quando a temperatura atinge os 10 °C negativos.

Têm sido levados a cabo, por utilização de diversas técnicas tais como microscopia electrónica de varrimento e técnicas de difracção de raios X, muitos estudos relacionados com a hidratação do cimento e a microestrutura resultante e tornou-se claro que o processo se desenvolve na interface sólido/líquido tendo como resultado produtos de estrutura complexa e com elevada superfície específica como esquematizado na Fig.1 (Domone, 1994 cit. por Coutinho, 2006).

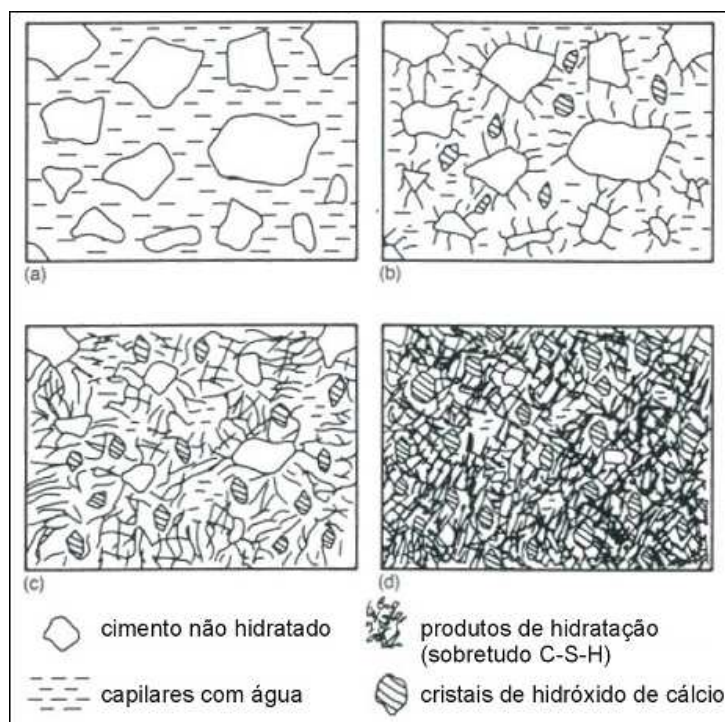


Fig.1 – Esquema do desenvolvimento da microestrutura da pasta de cimento durante a hidratação (Coutinho, 2006).

A Fig.1 (a) representa o cimento e água acabados de misturar. As partículas encontram-se dispersas na água de amassadura quer individualizadas quer em flocos. O espaçamento entre elas depende da razão água/cimento. Durante o período dormiente forma-se etringite à superfície das partículas de cimento, sob a forma de agulhas. A Fig.1. (b) esquematiza a presa inicial, ou seja, o começo do emaranhamento

de partículas de silicato de cálcio hidratadas a formarem-se e alguns cristais de Ca(OH)_2 . No final do período dormente, isto é, aproximadamente no início de presa, a etringite das partículas adjacentes começa a interferir e começam a formar-se partículas de CSH com aspecto de “papel de prata encorilhado” e forma alongada. As camadas do “papel de prata” correspondem normalmente a 2 ou 3 camadas moleculares (Domone, 1994 cit. por Coutinho, 2006). Por outro lado, as figuras 1 (c) e (d) representam estádios mais maduros da pasta de cimento. Assim, na Fig.1 (c) a pasta de cimento possui já 2 ou 3 dias, já com maior resistência consequente da maior densidade de silicatos cálcicos hidratados a formarem-se entre o cimento não hidratado e os poros capilares. Na fase seguinte prossegue a formação de gel CSH entre as partículas e a resistência aumenta. Os cristais de hidróxido de cálcio vão-se desenvolvendo e alguns poros de maiores dimensões ainda permanecem vazios assim como o interior dos grãos de cimento permanece desidratado. Finalmente, na Fig.1 (d) a pasta de cimento já se encontra amadurecida, verificando-se que os silicatos cálcicos hidratados de maior densidade envolvem os cristais de Ca(OH)_2 , resíduos de cimento não hidratado e poros capilares (Domone, 1994 cit. por Coutinho, 2006).

O amadurecimento das pastas de cimento, ao longo do tempo, ocorre da seguinte forma:

- 0 min.: grão não hidratado (a fase intersticial está ligeiramente exagerada);
- 10 min.: algum C_3A reage com o sulfato de cálcio (gesso) em solução. À superfície do grão forma-se gel amorfo rico em aluminatos e também se desenvolvem a partir do gel e na solução, agulhas curtas de etringite (AF_1);
- 10 h: reacção de C_3S que produz uma capa exterior de gel C-S-H a partir da rede de agulhas de etringite, deixando um espaço de 1 μm entre a superfície do grão e a capa hidratada;
- 18 h: hidratação secundária de C_3A produzindo longas agulhas de etringite. Começa a formar-se gel C-S-H no interior da capa devido à continuação da hidratação de C_3S ;
- 1-3 dias: C_3A reage com etringite que exista no interior da capa, formando-se placas hexagonais de monossulfoaluminato Af_m . A formação continuada de produtos no interior reduz a separação entre o grão anidro e a capa hidratada;
- 14 dias: já se formou uma quantidade suficiente de C-S-H no interior para encher o espaço entre o grão e a capa. O gel C-S-H exterior tornou-se mais fibroso;
- Anos: O material não hidratado reage através de um mecanismo lento, no estado sólido, formando-se gel C-S-H adicional, no interior. A fase ferrítica parece permanecer sem reacção zona branca junto de C_3A praticamente inalterada desde o início).

A descrição anteriormente efectuada é explicitada da Fig.2.

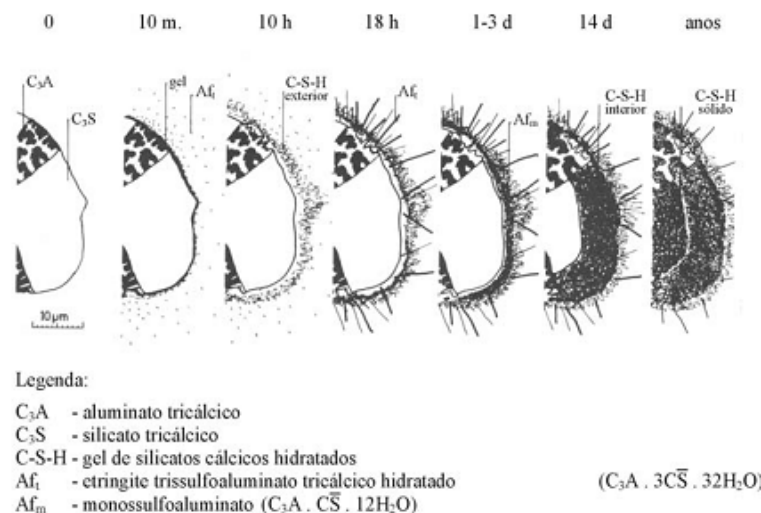


Fig.2 – Desenvolvimento microestrutural, durante a hidratação, de um grão de cimento (Scrivener, 1989 cit. por Coutinho 2008).

Poder-se-á dizer, finalmente que a pasta de cimento endurecida consiste em:

1. Resíduo de cimento ainda não hidratado no núcleo dos grãos originais;
2. Os produtos hidratados, sobretudo silicatos de cálcio hidratados CSH mas também aluminatos de cálcio hidratados, sulfoaluminatos hidratados e ferrite;
3. Cristais de hidróxido de cálcio – $Ca(OH)_2$;
4. Poros capilares que correspondem aos espaços não preenchidos entre os grãos de cimento (Domone, 1994 cit. por Coutinho, 2006).

A questão da porosidade e porometria, sua caracterização e influência, será abordada em item individualizado.

Na passagem ao estado sólido da mistura de cimento com água – pasta de cimento – distinguem-se dois períodos: a presa e o endurecimento. A presa refere-se à mudança de uma fase fluida para uma fase sólida, consistindo na perda progressiva da consistência pastosa da mistura de cimento com água. O instante em que a massa começa a perder a consistência pastosa é designado de início de presa e corresponde ao momento em que se constata um aumento relativamente brusco da viscosidade da pasta. O fim de presa corresponde ao instante em que a pasta se transforma numa massa rígida (Teles, 2000).

Durante um período inicial designado por período dormente ou de indução, após a amassadura de água e cimento, a fluidez ou consistência da pasta mantém-se relativamente constante e embora se verifique uma perda gradual de fluidez, é possível recuperá-la se se reamassar a pasta (Coutinho, 2006).

Em geral 2 a 4 horas depois da amassadura, a temperaturas normais, a mistura começa a ganhar rigidez muito mais rapidamente e considera-se que se atingiu o início de presa. No entanto a resistência é ainda muito baixa e o endurecimento só começa após o fim de presa que ocorre umas horas depois. O endurecimento é, depois, muito rápido nos primeiros um ou dois dias a seguir e, posteriormente, a resistência continua a aumentar mas a uma taxa cada vez menor, durante semanas, meses e anos (Coutinho, 2006).

1.2.2.2. Calor de hidratação dos componentes do cimento

As reacções dos componentes do cimento com a água são, como muitas reacções químicas, exotérmicas, dependendo do componente a quantidade de calor libertado. O aumento da temperatura provocado pelas reacções de hidratação assume particular importância quando se betonam peças em que qualquer das dimensões é superior a um ou dois metros – betão em massa – como por exemplo, em barragens. Como a condutibilidade térmica do betão é baixa as reacções de hidratação podem provocar, no interior da massa de betão, um grande aumento da temperatura, uma vez que a velocidade com que ocorre a libertação do calor para o exterior é inferior à taxa de desenvolvimento de calor provocado pelas reacções de hidratação. À medida que o tempo passa, o calor desenvolvido pelas reacções é mais baixo e a massa de betão começa a arrefecer, gerando-se gradientes térmicos que dão origem a tensões que podem provocar a fissuração do betão. Por outro lado, o calor produzido pela hidratação do cimento pode evitar a congelação da água nos poros capilares do betão recentemente colocado em climas frios, sendo vantajoso um aumento de temperatura no interior do betão. Fica assim claro que é conveniente conhecer as curvas da evolução do calor durante a hidratação dos diversos tipos de cimento, para escolher adequadamente o cimento para o fim em causa (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

O calor de hidratação de um cimento é a quantidade de calor em joule por grama de cimento anidro, desenvolvido na hidratação completa a uma dada temperatura. A medição deste pode ser feita por diferentes métodos. O calor de hidratação é constituído pelo calor libertado nas reacções químicas de hidratação e na adsorção de água pela superfície das partículas. A temperatura à qual se faz a hidratação afecta muito a taxa de desenvolvimento de calor. Por outro lado, a temperatura à qual se faz a hidratação tem pouco efeito no valor do calor de hidratação a longo prazo (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

Na prática, não é o conhecimento do calor de hidratação total que é mais interessante, mas sim a curva de libertação do calor durante a hidratação do cimento. As principais características da curva de libertação do calor são as seguintes:

- Um pequeno desenvolvimento de calor durante os primeiros minutos devido à hidratação inicial do silicato tricálcico e à molhagem das partículas finas – período da pré-indução;
- Um período em que não há desenvolvimento de calor – período de indução ou dormente, que precede a reacção química de hidratação;
- Um período muito lento de calor que continua durante semanas, meses ou anos – período da difusão controlada da hidratação (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

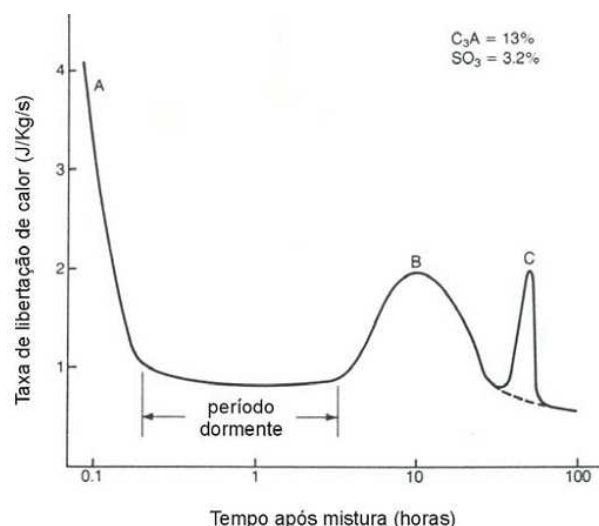
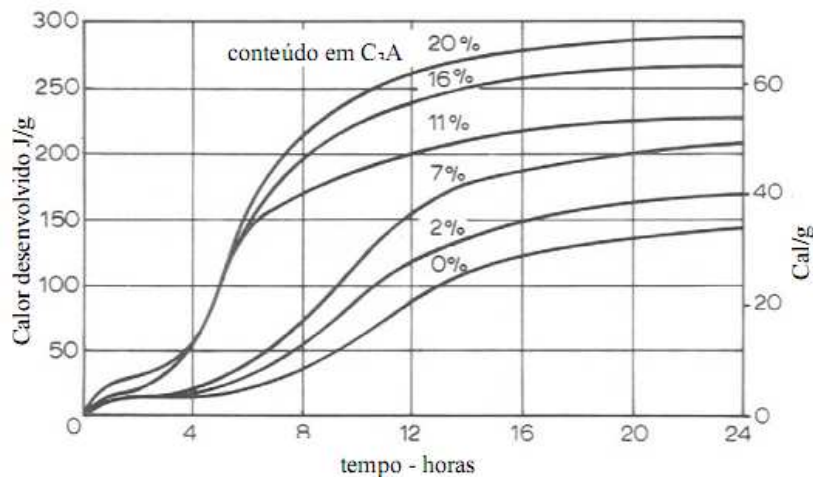
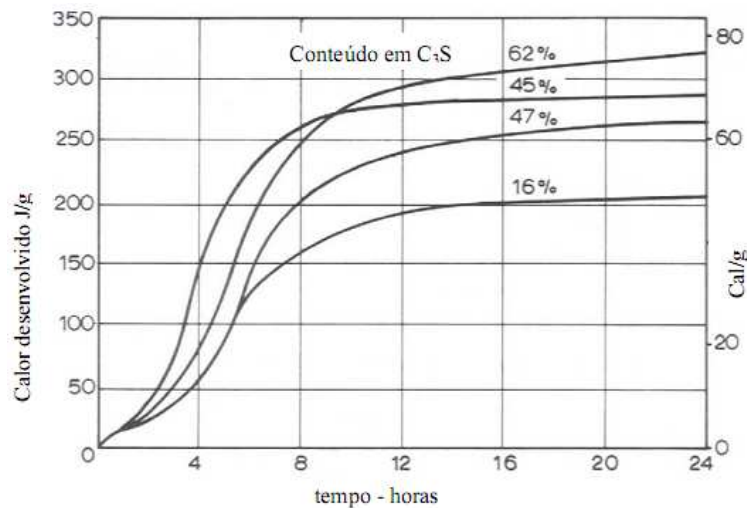


Fig.3 – Desenvolvimento microestrutural, durante a hidratação, de um grão de cimento (Scrivener, 1989 cit. por Coutinho, 2008).

Pensa-se que o máximo (A) resulta da hidratação inicial à superfície das partículas de cimento, sobretudo do aluminato tricálcico (C_3A) (Neville, 1998). Este máximo (A) dura apenas alguns minutos, e a curva de desenvolvimento de calor decresce rapidamente, mantendo-se com um valor reduzido durante o já referido período dormente em que praticamente não se verificam reacções, e cuja duração é de 2 a 3 horas. A seguir ao período dormente, aproximadamente na altura correspondente ao início de presa, a taxa de libertação de calor começa a aumentar rapidamente (Domone, 1994 cit. por Coutinho, 2006) enquanto os produtos de hidratação de cada grão de cimento começam a desenvolver-se e a entrelaçar-se (Neville, 1998). A taxa de libertação de calor continua a aumentar, com a estrutura dos produtos de hidratação a densificar, atingindo-se entretanto o fim de presa. Cerca de 10 horas depois da amassadura o endurecimento prossegue e a curva de libertação de calor atinge o pico (B) correspondente à reactividade máxima de hidratação. Posteriormente a curva decresce gradualmente e, por vezes, poderá verificar-se um novo máximo (C), um ou dois dias depois.

Para a gama usual de cimentos Portland, Bogue observou que cerca de metade do calor total de hidratação é desenvolvido entre o primeiro e o terceiro dia, cerca de três quartos ao fim do sétimo dia e 83 a 91% do calor total em seis meses. Observou também que o valor do calor de hidratação depende da composição química do cimento e é muito aproximadamente igual à soma dos calores de hidratação dos componentes principais do cimento quando hidratados separadamente. Assim, conhecida a composição em percentagem dos seus componentes principais – silicato bicálcico, silicato tricálcico, aluminato tricálcico e aluminoferrato tetracálcico – o seu calor de hidratação pode ser calculado com um razoável grau de aproximação. A hidratação dos componentes do cimento apresenta taxas de desenvolvimento de calor diferentes no período inicial. Assim, a taxa de desenvolvimento do calor no cimento depende da composição do cimento. Por conseguinte, reduzindo as proporções dos componentes que hidratam mais rapidamente – aluminato tricálcico e silicato tricálcico – a taxa elevada de desenvolvimento de calor no período inicial pode ser reduzida (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

Nas figuras 4 e 5 apresenta-se a influência dos componentes C_3A e C_3S na libertação do calor (nas primeiras horas) de hidratação do cimento.

Fig.4 – Influência do conteúdo em C_3A na libertação de calor (Neville, 1998).Fig.5 – Influência do conteúdo em C_3S na libertação de calor (Neville, 1998).

A finura do cimento também influencia a taxa de desenvolvimento de calor. Um aumento na finura acelera as reacções de hidratação e portanto o calor desenvolvido. É razoável admitir que a taxa inicial de hidratação de cada componente é proporcional à área superficial do cimento. Contudo, em fases de hidratação posteriores o efeito da área superficial é desprezável e a quantidade total de calor desenvolvida não é afectada pela finura do cimento. A quantidade de cimento na mistura também afecta a quantidade total de calor desenvolvido (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

1.2.2.3. Água no cimento hidratado

A água é um constituinte essencial da pasta de cimento e o seu papel na coesão é muito importante. De facto é útil classificar a forma como esta se liga à pasta de cimento e a maior ou menor dificuldade com que esta pode ser libertada da mesma:

1. Água quimicamente combinada correspondente a água de hidratação do cimento nas reacções referidas anteriormente. No processo de secagem da pasta de cimento endurecida esta água não se liberta. Só é possível retirar esta água por aquecimento a temperaturas superiores a 1000°C às quais o material se decompõe (Domone, 1994, cit. por Coutinho, 2006). Esta água é

- por vezes determinada para calcular o grau de hidratação do cimento (Soroka, 1993 cit. por Coutinho, 2006);
2. Água zeolítica ou intersticial – Água ligada também à rede cristalina, mas que se interpõe nas lamelas do gel da pasta de cimento hidratada (nos poros de gel inferiores a cerca de 2,6 nm ($1\text{nm} = 10^{-9}\text{m}$), de modo que a sua saída, ou entrada, não modifica a sua estrutura; apenas é alterado o espaçamento entre as camadas cristalinas, ou lamelas. As propriedades cristalinas não sofrem alterações quando a água zeolítica é eliminada; pois o cristal mantém a sua estrutura. A água zeolítica pode ser retirada, por exemplo, por secagem intensa a temperaturas elevadas ou reduzindo a humidade relativa do ambiente a valores inferiores a 10%, embora a perda desta água leve a uma retracção considerável pois as forças de Van der Waals conseguem aproximar as camadas cristalinas ou lamelas (Domone, 1994 cit. por Coutinho, 2006). A saída desta água é reversível e se novamente em atmosfera húmida o gel retoma gradualmente a água, afastando as placas ou lamelas;
 3. Água (fisicamente) adsorvida – A superfície dos produtos da hidratação do cimento é muito grande, dadas as pequenas dimensões dos cristais. A enorme quantidade de átomos à superfície de tais cristais, cujas forças não estão totalmente saturadas pelos átomos vizinhos, cria as chamadas forças de superfície, de adsorção ou de Van der Waals, que atraem as moléculas dos fluidos da sua vizinhança. As moléculas de água são fortemente atraídas pela superfície dos cristais dos componentes hidratados do cimento (Coutinho, 1988 cit. por Coutinho, 2006) podendo constituir até 5 camadas moleculares correspondendo então a uma espessura de 1,3 nm. Quando a humidade relativa baixa a cerca de 30% uma parte desta água pode ser perdida correspondendo a uma importante parcela da retracção por secagem (Domone, 1994 cit. por Coutinho, 2006);
 4. Água capilar – É a água que ocupa o espaço nos capilares e é livre da acção das forças de adsorção: resulta da condensação do vapor de água nos capilares e nos poros de gel maiores (5 nm); a sua quantidade varia com a humidade relativa da atmosfera e com o raio capilar. A entrada e saída são reversíveis, dependendo da tensão de vapor e da temperatura (Coutinho, 1988, Soroka, 1993 cit. por Coutinho, 2006);
 5. Vapor de água – Os poros maiores podem estar parcialmente cheios com água e os restantes espaços contêm vapor de água à pressão de equilíbrio com a humidade relativa e temperatura do ambiente circundante (Domone, 1994 cit. por Coutinho, 2006);
 6. Água livre – É toda a água que está na pasta de cimento, ou no betão, sem sujeição a quaisquer forças, ficando livre de se evaporar durante o endurecimento da pasta ou do betão. (Encontra-se nos poros de dimensão superior a cerca de 50 nm) (Coutinho, 2006).

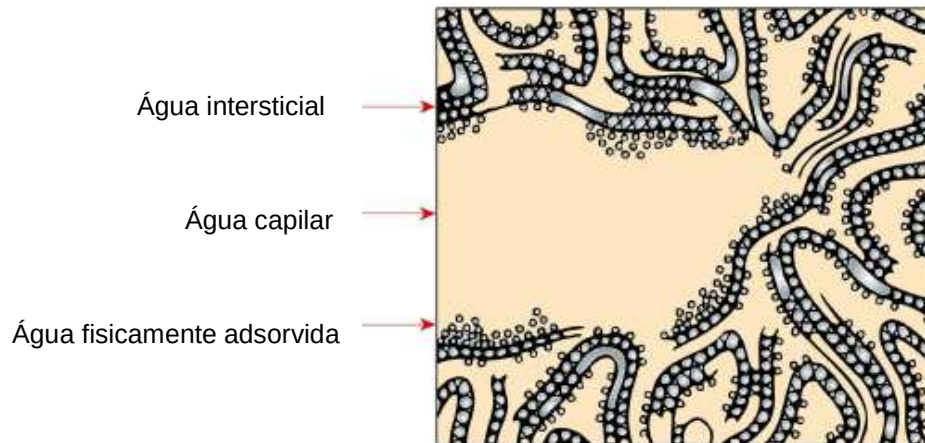


Fig.6 – Representação esquemática dos tipos de água no seio dos silicatos cálcicos hidratados CSH (Mehta, 2000).

Na prática é, por vezes, difícil classificar numa categoria ou noutra a água, pois as diferentes espécies não se excluem, pelo que, quando se trata de fenómenos da secagem do betão, é mais prático distinguir apenas duas espécies de água; a evaporável e a não evaporável. Como o nome indica trata-se de uma distinção feita a partir do conceito de evaporação, o qual depende das condições de tensão de vapor e temperatura a que se sujeita a pasta de cimento.

1.2.2.4. Resistência química

A contribuição de cada um dos componentes principais do cimento para a sua resistência química não é uniforme: há componentes, como o silicato bicálcico e o aluminoferrato tetracálcico, que conferem maior resistência química do que os outros, o silicato e aluminato tricálcico. No Quadro 1 indica-se a ordem de grandeza da contribuição de cada componente para as tensões de rotura, para o calor de hidratação, e para as resistências químicas (Coutinho, 2006).

Quadro 1 – Propriedades principais dos componentes do cimento (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

Componente	Calor desenvolvido após hidratação total		Tensão de rotura após hidratação			Resistência química
	J.g ⁻¹	Cal.g ⁻¹	7 dias	28 dias	1 ano	
C ₃ S	502	120	42,5	50,0	72,5	Pequena, por necessitar do contacto com soluções sobressaturadas de Ca(OH) ₂
C ₂ S	260	62	2,0	6,7	70,0	Média, por necessitar do contacto com soluções de pH inferior a 12
C ₃ A	867	207	2,0	3,4	6,7	Fraca, por dar origem à formação do sulfoaluminato tricálcico
C ₄ AF	419	100	2,0	3,6	3,8	Boa

Daqui se deduz que o componente que mais contribui para a tensão de rotura é o C₃S. É também ele que mais concorre para o calor de hidratação (se atendermos a que a sua proporção é sempre superior a duas, três ou quatro vezes a do C₃A) e possui a menor resistência química pois necessita estar em contacto com soluções saturadas de hidróxido de cálcio que são condições propícias para a formação

do sulfoaluminato tricálcico expansivo, e para a reacção expansiva da sílica reactiva dos agregados com os álcalis do cimento (Coutinho, 2006).

Também vem a propósito referir que a presença do C_3A no cimento é indesejável: contribui pouco ou nada para a tensão de rotura, excepto nas idades jovens; tem um desenvolvimento grande de calor ao reagir com a água, e, quando o cimento é atacado pelo ião sulfato, a expansão devida à formação do sulfoaluminato de cálcio a partir do aluminato pode levar à desintegração completa do betão, quando a reacção se dá num meio saturado de hidróxido de cálcio, como se disse (Coutinho, 2006).

Mas a presença do aluminato (e também do ferrato) é necessária para se obter uma fase líquida durante a cozedura do clínquer, o que permite a combinação da cal com a sílica. Se se não formasse essa fase líquida no forno a reacção levaria muito mais tempo, e provavelmente nunca seria completa. Sob este aspecto a alumina é muito mais eficaz do que o óxido de ferro; se ao fundente falta alumina, o líquido formado é muito mais viscoso, e a cozedura mais difícil. Observa-se assim que a alumina, indesejável no cimento, é no entanto necessária para a sua fabricação económica (Coutinho; Gonçalves, 1997).

É costume apontar o C_3A como o componente indesejável no cimento portland. Daí a existência de cimento portland com baixas percentagens de aluminato tricálcico e de exigências de percentagem deste componente em diversos países, quando se pretendem elevadas resistências químicas do cimento portland (Coutinho, 2006).

Segundo A. Sousa Coutinho (Coutinho; Gonçalves, 1997) o componente mais nefasto do cimento portland sob o ponto de vista químico é o C_3S .

De facto, o que distingue o cimento portland de todos os outros ligantes hidráulicos usados anteriormente à invenção do cimento portland é a presença de C_3S , obtido por cozedura a temperaturas superiores a $1300^{\circ}C$. É da sua existência que resultam as elevadas tensões de rotura que tornaram possível o emprego do betão como o material de construção do Século XX. É também devido a ele que é possível o betão armado e pré-esforçado pois, a elevada alcalinidade ($pH = 12$) permite a estabilidade do aço, sem corrosão e é precisamente devida ao facto de a hidratação do C_3S produzir compostos que são estáveis em soluções sobressaturadas de hidróxido de cálcio, meio em que o aço é imune à corrosão (Coutinho, 2006).

Mas este facto, existência de soluções sobressaturadas de hidróxido de cálcio no interior do cimento portland hidratado, pode ser a causa da sua destruição, porque é devido à presença de tais soluções sobressaturadas de hidróxido de cálcio que se forma o sulfoaluminato de cálcio expansivo (tanto a partir da alumina do cimento como da alumina reactiva do agregado) e os silicatos alcalinos expansivos, a partir dos álcalis do cimento e da sílica reactiva do agregado (Coutinho, 2006).

Vê-se assim, que o C_3S causa da enorme aplicação do betão armado e pré-esforçado, é também a causa da sua deterioração. E este defeito pode ser eficazmente corrigido pela utilização de pozolana, escória granulada de alto-forno, etc., que diminuem o risco da expansão do betão pela acção da alumina do agregado ou do cimento, e da sílica do agregado (Coutinho; Gonçalves, 1997).

1.2.3. PROPRIEDADES FÍSICAS, MECÂNICAS E QUÍMICAS

1.2.3.1. Finura

Um dos últimos procedimentos na manufactura do cimento Portland é a moagem do clínquer, cuja finalidade é a de aumentar a superfície de contacto com a água, uma vez que só as moléculas que ocupam a superfície do grão estão em condições de reagir. A velocidade de hidratação depende da finura do cimento, sendo necessário, para um rápido desenvolvimento da resistência, uma elevada

finura. No entanto, a longo prazo, a resistência do betão não é afectada por esta propriedade. Uma maior velocidade de hidratação inicial implica, naturalmente, uma maior taxa inicial de desenvolvimento de calor. Para além disto, o custo da moagem para se obter uma finura elevada é considerável e, também, quanto mais fino é o cimento tanto mais rapidamente se deteriora com a exposição ao ar. Uma finura elevada do cimento conduz ainda a uma reacção mais intensa entre os agregados reactivos e os álcalis do cimento e provoca na pasta de cimento, embora não necessariamente no betão, uma maior retracção e propensão para a fissuração. Quanto mais elevada for a finura do cimento menor a tendência para a exsudação das pastas, argamassas e betões. O aumento da finura conduz ainda a um aumento da quantidade de gesso que se junta ao clínquer visto que existe uma maior quantidade de aluminato de cálcio disponível para uma hidratação rápida (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

A quantidade de água de uma pasta de cimento de consistência normal aumenta com a finura do cimento mas, um aumento da finura só melhora ligeiramente a trabalhabilidade do betão. Esta aparente anomalia pode, em parte, ser atribuída ao facto de que os ensaios para a determinação da consistência de uma pasta de cimento e da trabalhabilidade do betão medem propriedades diferentes. A finura é uma propriedade muito importante do cimento e tem que ser cuidadosamente controlada (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

Actualmente pensa-se que, para uma dada superfície específica do cimento, o desenvolvimento inicial da resistência é melhor se o cimento tiver pelo menos 50% das partículas com dimensões entre 3 e 30 μ m e o menor número possível de partículas muito finas e partículas grossas. Para além disso, mesmo uma quantidade de partículas na gama das 3 e 30 μ m, acima de 95%, origina uma melhoria na resistência inicial e também uma boa resistência em idades avançadas de um betão feito com esse cimento. No entanto, é de realçar que não existe uma relação simples entre a distribuição do tamanho das partículas e a resistência do cimento. A superfície específica do cimento pode também ser determinada através de métodos baseados na permeabilidade do cimento à passagem do ar. O procedimento para determinar esta propriedade está normalizado pela NP EN 196 – 6 (1996) e a finura é determinada em termos de superfície mássica, observando-se o tempo que demora uma quantidade de ar a atravessar uma camada compactada de cimento com dimensões e porosidade especificadas. Em condições normalizadas, a superfície mássica do cimento é proporcional ao tempo de escoamento de uma determinada quantidade de ar através de uma camada compactada. A actual legislação refere que a determinação da superfície mássica pelo método de Blaine permite apenas uma avaliação limitada das propriedades do cimento, não sendo os resultados significativos para cimentos com materiais ultrafinos. Indica ainda que este método serve principalmente para verificar a uniformidade do processo de moagem de uma determinada instalação (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998)

1.2.3.2. Resistências mecânicas

A resistência das argamassas e betões depende da coesão da pasta de cimento, da resistência da interface das partículas de agregado/pasta de cimento e, até certo ponto, da resistência do agregado. A determinação desta propriedade, para o cimento, está normalizada pela NP EN 196 – 1 (1996). A determinação das resistências mecânicas dos cimentos é realizada através de ensaios à compressão e facultativamente à flexão de provetes de argamassa normal. É possível constatar que o silicato tricálcico é o componente que reage mais rapidamente com a água, atingindo as maiores resistências e que a reacção do silicato bicálcico com a água é muito mais lenta do que a do silicato tricálcico. Como regra aproximada pode-se admitir que o silicato tricálcico contribui mais para o desenvolvimento da resistência durante as primeiras quatro semanas e o silicato bicálcico a partir de aí. No entanto, para a

idade de um ano o silicato bicálcico atinge tensões de rotura da ordem de grandeza das do silicato tricálcico. Para a idade de dezoito meses encontram-se para o silicato tricálcico e o silicato bicálcico puros, resistências da ordem dos 70 MPa, mas para a idade de sete dias o silicato bicálcico não tem resistência enquanto que a do silicato tricálcico é de cerca de 40 MPa. O aluminato tricálcico praticamente só contribui para a tensão de rotura até aos vinte e oito dias e o papel do aluminoferrato tetracálcico é o mais mal definido, mas tem menos interesse no desenvolvimento de resistência. Os componentes dos cimentos comerciais aparecem com impurezas, podendo estas afectar fortemente o ritmo de desenvolvimento da resistência (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998). A contribuição de cada um dos componentes é esquematizada na Fig.4.

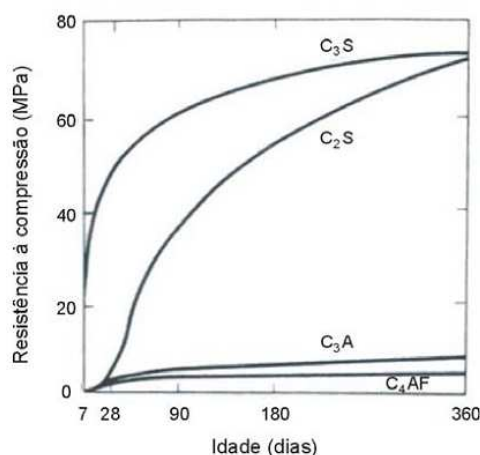


Fig.7 – Desenvolvimento da resistência dos compostos puros do cimento Portland (Coutinho, 2008).

1.2.3.3. Presa

A reacção do aluminato tricálcico com a água conduz a uma presa instantânea da pasta de cimento e a resistências baixas. Com o fim de regular o tempo de presa junta-se ao cimento um composto que forma um sal com o aluminato antes que este reaja com a água e com o hidróxido de cálcio proveniente da rápida hidratação inicial do silicato tricálcico e de alguma cal livre. O composto mais utilizado para regularizar o tempo de presa do aluminato tricálcico é o gesso, sulfato de cálcio bihidratado, que ao reagir com o aluminato tricálcico dá origem ao sulfoaluminato de cálcio hidratado, protegendo-o da rápida reacção com a água. A quantidade de sulfato no cimento é habitualmente expressa em percentagem de trióxido de enxofre (Teles, 2000).

O gesso reage ainda com o aluminoferrato tetracálcico, formando sulfoferrato de cálcio e sulfoaluminato de cálcio que aceleram a reacção dos silicatos. Quanto mais rico for o cimento em aluminato tricálcico maior a quantidade de gesso que se deve adicionar, correspondendo, por isso, a cada cimento uma quantidade óptima de sulfato que lhe confere máximo tempo de presa e portanto de resistência. Lerch estudou a influência da quantidade de sulfato, tendo verificado que a percentagem de trióxido de enxofre que conduzia ao máximo de resistência às vinte e quatro horas era também a que, geralmente, conferia os mínimos de expansão na água e no ar. Não se pode, todavia, aumentar muito o teor de gesso que se adiciona ao clínquer uma vez que uma quantidade exagerada de sulfato pode dar origem à formação de sulfoaluminato de cálcio expansivo em condições de fazer perigar a estrutura do cimento hidratado (Teles, 2000).

1.2.3.4. Expansibilidade

É essencial que a pasta de cimento, após presa não sofra grandes variações de volume, em particular expansões que, se impedidas podem causar a destruição do material. Esse tipo de expansões podem ser causadas por hidratação retardada ou lenta (ou outras reacções) de alguns compostos presentes tais como o óxido de cálcio livre, o óxido de magnésio e o sulfato de cálcio.

Se a matéria-prima com que o forno é alimentado contém um pouco mais de óxido de cálcio do que o necessário para se combinar com os silicatos e aluminatos ou se a queima ou arrefecimento são insatisfatórios, o óxido de cálcio em excesso continuará livre. A sua posterior hidratação será muito lenta e acompanhada por expansões, na medida em que corresponde à extinção dessa cal livre (Coutinho, 2006). A presença de cal livre no cimento pode ou não ser perniciosa. Na sua estrutura habitual, porosa e amorfa, não causa perturbação uma vez que se hidrata sob a forma normal de expansão com libertação de calor, logo que a água se junta ao cimento. Já o mesmo não se pode dizer da forma mais ou menos cristalizada que somente se hidrata depois da presa do cimento e, tal como acontece com o óxido de magnésio, pode provocar fendilhação dos betões e argamassas, como consequência das expansões sofridas. Efectivamente, a reactividade química do óxido de cálcio com a água depende da temperatura a que ele se forma. A decomposição do carbonato de cálcio faz-se, à pressão atmosférica, a 894°C, dando origem ao óxido de cálcio no estado amorfo, pulverulento e poroso, o que facilita imenso a acção da água, numa reacção fácil e instantânea (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

Há toda a vantagem em evitar que a fase líquida cristalize pois, para além de outras desvantagens, o óxido de magnésio poderá cristalizar em cristais grandes (periclase) o que provoca a instabilidade e expansibilidade do volume da pasta de cimento endurecido. De facto o óxido de magnésio é reactivo apenas sob a forma cristalina de periclase (em quantidade superior a 2% do cimento, em massa, pois até 2% combina-se com os componentes principais do cimento).

Foi referido anteriormente que para evitar a presa instantânea causada por hidratação do C_3A é necessário adicionar ao clínquer, uma certa quantidade de gesso – sulfato de cálcio bi-hidratado. Quanto mais rico é o cimento em C_3A tanto maior a quantidade de gesso que se lhe tem de juntar. Não se pode todavia aumentar muito o teor de gesso que se adiciona ao clínquer, pois uma quantidade exagerada de sulfato pode dar origem à formação de sulfoaluminato de cálcio expansivo, em condições de fazer perigar a estrutura do cimento hidratado. Por isso o teor máximo do sulfato, expresso em trióxido de enxofre, SO_3 , é fixado em 3,5 e 4% dependendo do tipo de cimento, segundo a NP EN 197-1 (2001) e em 4 e 4,5% nos cimentos brancos, segundo a NP 4326.

1.2.3.5. Resíduo insolúvel

Designa-se por resíduo insolúvel a parte do cimento que não é solúvel a quente, e em determinadas condições, em ácido clorídrico. O ensaio para a determinação do resíduo insolúvel, realizado de acordo com a NP EN 196 – 2 (2006), permite detectar o grau de combinação entre os diferentes componentes das matérias-primas – em princípio, calcário e argila – que entram no fabrico do cimento. Dos componentes da matéria-prima apenas o calcário é dissolvido pelo ácido clorídrico, uma vez que a sílica, a alumina e os óxidos de ferro da argila não o são. No entanto, no fabrico do cimento a sílica, a alumina e o óxido de ferro combinam-se entre si e com o cálcio, originando compostos que são solúveis em ácido clorídrico. Esta descoberta notável, feita em 1813, deve-se a Collet-Descotils. Se no fabrico do cimento a combinação entre os componentes da matéria-prima fosse perfeita, todo o cimento seria solúvel em ácido clorídrico mas, como há sempre uma parte que tem muita dificuldade

ou até impossibilidade de se combinar, como por exemplo, certas formas de sílica, fica ainda um resíduo no estado livre, não combinado. Normalmente, nos cimentos bem cozidos, a percentagem de matéria insolúvel não excede 1% da massa de cimento (Coutinho; Gonçalves, 1997).

As normas limitam o teor de resíduo insolúvel não só para garantir que a combinação tenha sido a melhor possível, mas também para evitar fraudes. Em virtude da necessidade crescente de, por um lado economizar combustível e por outro, reduzir as emissões de dióxido de carbono para a atmosfera, a actual legislação NP EN 197-1 (2001) permite a adição de materiais minerais considerados inertes, designados por constituintes adicionais minoritários, até 5% da massa de clínquer, ou mesmo até 55%, no caso de se tratar de sílica de fumo, pozolanas ou cinzas volantes. Com o intuito de reduzir o forte impacto da indústria cimenteira nas emissões de dióxido de carbono, tem-se observado um crescente empenho dos diversos agentes em experimentar outras substituições, para além daquelas referidas anteriormente, com o propósito de reduzir a quantidade de clínquer utilizado, reduzindo portanto, a quantidade de dióxido de carbono emitido para a atmosfera por esta indústria e em simultâneo, dependendo da substituição em causa, reciclar subprodutos industriais – exemplo disto é, por exemplo, a utilização da cinza de casca de arroz.

1.2.3.6. Perda ao fogo

A perda ao fogo, também designada por perda ao rubro, é a perda de massa do cimento a cerca de 1000°C. Apesar do clínquer ter estado sujeito a temperaturas da ordem dos 1500°C, o cimento perde sempre um pouco de massa quando sujeito a uma temperatura inferior, da ordem de 1000°C. Este facto é devido à circunstância dos componentes anidros serem altamente instáveis na presença de água (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998). Como o arrefecimento do clínquer, a sua moagem, ensacagem e as diferentes manipulações a que o cimento está sujeito até ser utilizado, são realizados em contacto com o ar e o vapor de água contido neste vai sendo fixado pelos componentes do cimento, provocando reacções incipientes de hidratação nos mais vulneráveis. Este “envelhecimento” natural do cimento ao ar pode reduzir bastante as suas resistências mecânicas devido à hidratação superficial dos grãos – cristalização superficial – que dificulta ou impede posterior hidratação mais profunda. Um cimento bem cozido e bem conservado deve apresentar uma perda ao fogo inferior a 3 a 4% da massa de cimento. No entanto, pelas razões expostas anteriormente, para permitir a adição de 5% de material inerte, as normas geralmente autorizam valores mais elevados do que os apresentados anteriormente (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

A limitação da perda ao fogo garante que não se utiliza cimento “envelhecido”, sujeito a uma hidratação superior à que lhe confere a manipulação corrente na fabricação, transporte e armazenamento. Permite ainda detectar a adição de substâncias inertes estranhas que sejam solúveis em ácido clorídrico – como por exemplo, calcário moído (Teles, 2000).

1.2.3.7. Cloretos

Os cloretos alteram o tempo de presa do cimento e a velocidade do endurecimento, mas não são perigosos para o betão simples pois não formam compostos indesejáveis com os componentes do cimento, mesmo em doses muito elevadas. Mas no caso do betão armado ou pré-esforçado, isto é, com armaduras, então já é importante a presença do ião cloro que promove a sua oxidação sob a forma de ferrugem, Fig.8. A oxidação das armaduras provoca não só a diminuição da secção como também expansões, pois a ferrugem forma-se com um notável aumento de volume, como se pode verificar na Fig.9 (Sousa Coutinho, 1999 cit. por Coutinho, 2006).

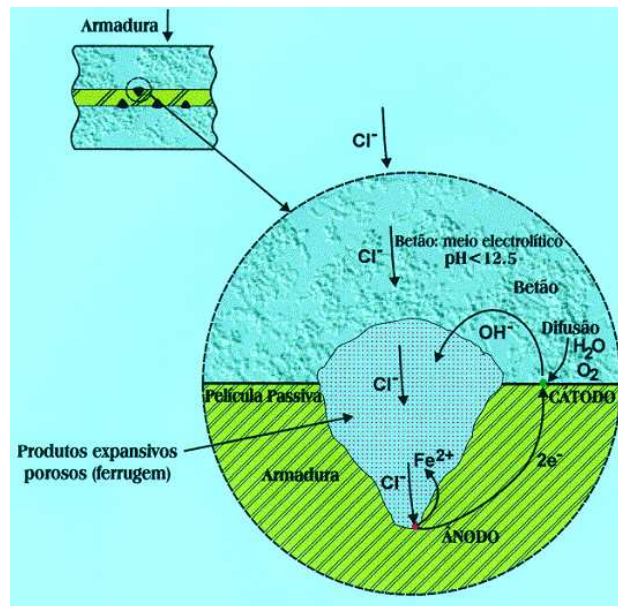


Fig.8 – Corrosão da armadura por "picadas" causada por cloretos (Coutinho, 2006).

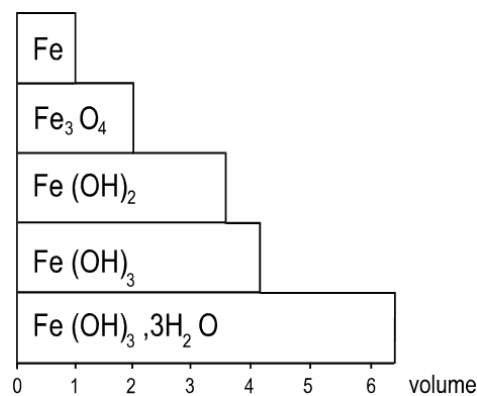


Fig.9 – Volume relativo dos produtos de corrosão (Coutinho, 2006).

Este aumento de volume acaba por romper o revestimento do betão, Fig.10, o que acelera mais ainda o processo de corrosão (Sousa Coutinho, 1999 cit. por Coutinho, 2006).

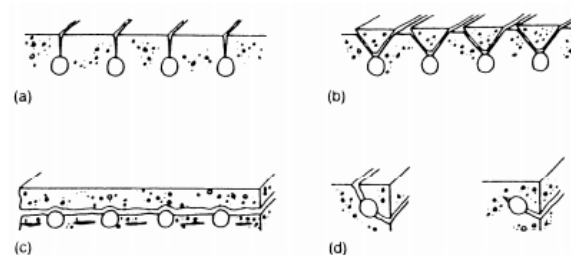


Fig.10 – Efeitos da corrosão da armadura: (a) - fendilhação; (b) - descamação; (c) - delaminação; (d) - efeito nos cantos (Coutinho, 2008).

Assim é necessário garantir que no caso de betão armado ou pré-esforçado, não se produza, à partida, betão com cloretos pelo que se procede a ensaios para verificar a quantidade de cloretos existentes (Coutinho, 2006).

1.2.4. CLASSIFICAÇÃO DOS CIMENTOS

A manufatura do cimento obriga ao seu controlo rigoroso e, para ser aplicado com segurança, o cimento tem de possuir determinadas características impostas por normas. Existem no mercado diversos tipos de cimento constituídos por percentagens variáveis de clínquer de diferentes adições, que obedecem ao disposto na NP EN 197 – 1 (2001). Segundo a mesma norma um cimento será composto pelo constituinte principal maioritário, o clínquer, uma adição ou não, um constituinte adicional minoritário e gesso. A Fig.11 apresenta os vários tipos de cimentos existentes.

Tipos principais	Notação dos 27 produtos (tipos de cimento corrente)		Composição (percentagem em massa ^{a)}										Constituintes adicionais minoritários
			Constituintes principais										
			Clinker	Escória de alto forno	Sílica de fumo	Pozolana		Cinza volante		Xisto cozido	Calcário		
			K	S	D ^{b)}	natural	natural calcinada	siliciosa	calcária	T	L	LL	
CEM I	Cimento Portland	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM II	Cimento Portland de escória	CEM II/A-S	80-94	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cimento Portland de sílica de fumo	CEM II/A-D	90-94	-	6-10	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		Cimento Portland de pozolana	CEM II/A-P	80-94	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-
	CEM II/B-P		65-79	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	0-5
	CEM II/A-Q		80-94	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	0-5
	CEM II/B-Q		65-79	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	0-5
	Cimento Portland de cinza volante	CEM II/A-V	80-94	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-V	65-79	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-W	80-94	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	0-5
		CEM II/B-W	65-79	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	0-5
	Cimento Portland de xisto cozido	CEM II/A-T	80-94	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	0-5
		CEM II/B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	0-5
	Cimento Portland de calcário	CEM II/A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	0-5
		CEM II/B-L	65-79	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	0-5
	Cimento Portland composto ^{c)}	CEM II/A-M	80-94	<----- 6-20 ----->									0-5
		CEM II/B-M	65-79	<----- 21-35 ----->									0-5
CEM III	Cimento de alto forno	CEM III/A	35-64	36-65	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM IV	Cimento pozolânico ^{c)}	CEM IV/A	65-89	-	<----- 11-35 ----->					-	-	-	0-5
		CEM IV/B	45-64	-	<----- 36-55 ----->					-	-	-	0-5
CEM V	Cimento composto ^{c)}	CEM V/A	40-64	18-30	-	<----- 18-30 ----->			-	-	-	-	0-5
		CEM V/B	20-38	31-50	-	<----- 31-50 ----->			-	-	-	-	0-5

a) Os valores do quadro referem-se à soma dos constituintes principais e dos adicionais minoritários..

b) A incorporação de sílica de fumo é limitada a 10 %.

c) Nos cimentos Portland compostos CEM II/A-M e CEM II/B-M, nos cimentos pozolânicos CEM IV/A e CEM IV/B e nos cimentos compostos CEM V/A e CEM V/B os constituintes principais, além do clínquer, devem ser declarados na designação do cimento (como exemplo ver secção 8)

Fig.11 – Os 27 produtos da família de cimentos correntes (NP EN 197 – 1, 2001).

As adições são classificadas em dois tipos:

- Adições do tipo I;
- Adições do tipo II.

As adições do tipo I são quase inertes, sem propriedades hidráulicas latentes ou sem propriedades pozolânicas, como por exemplo, o fíler calcário. Por outro lado, as adições do tipo II apresentam propriedades hidráulicas latentes – como por exemplo a escória de alto-forno – ou com propriedades pozolânicas – como por exemplo as pozolanas naturais, as cinzas volantes e a sílica de fumo (Coutinho, 2005).

A escória granulada de alto forno resulta do arrefecimento rápido de uma escória fundida de composição apropriada, como a obtida da fusão do minério de ferro num alto forno, contendo pelo menos dois terços em massa de escória vítrea e possuindo propriedades hidráulicas, quando activada correctamente. A escória granulada de alto forno deve consistir de pelo menos dois terços em massa da soma de óxido de cálcio, óxido de magnésio e de dióxido de silício. O restante contém óxido de alumínio juntamente com pequenas quantidades de outros compostos.

Os materiais pozolânicos são substâncias naturais de composição siliciosa ou silico-aluminosa ou uma combinação de ambas. A cinza volante e a sílica de fumo, embora tenham propriedades pozolânicas, estarão especificadas em cláusulas distintas. Os materiais pozolânicos não endurecem, por si próprios, quando misturados com a água, mas quando finamente moídos e na presença de água, reagem à temperatura ambiente normal com o hidróxido de cálcio dissolvido para formarem compostos de silicato e aluminato de cálcio que desenvolvem resistência. Estes compostos são similares àqueles que são formados no endurecimento dos materiais hidráulicos. As pozolanas são constituídas essencialmente por dióxido de silício reactivo e por óxido de alumínio. O restante inclui óxido de ferro e outros óxidos. Os materiais pozolânicos devem ser correctamente preparados, isto é, seleccionados, homogeneizados, secos, ou tratados termicamente e pulverizados, dependendo do seu estado de produção ou de entrega.

A cinza volante é obtida por precipitação electrostática ou separação mecânica das poeiras dos gases de combustão das fornalhas alimentadas com carvão pulverizado. Esta pode ser de natureza siliciosa ou calcária:

- A cinza volante siliciosa (V) é um pó fino formado principalmente por partículas esféricas com propriedades pozolânicas. É constituída essencialmente por dióxido de silício reactivo e por óxido de alumínio. O restante contém óxido de ferro e outros compostos;
- A cinza volante calcária (W) é um pó fino, com propriedades hidráulicas e ou pozolânicas. É constituída essencialmente por óxido de cálcio reactivo, por dióxido de silício reactivo e por óxido de alumínio. O restante contém óxido de ferro e outros compostos.

O xisto cozido, especialmente xisto betuminoso cozido, é produzido num forno especial a temperaturas de cerca de 800°C. Devido à composição do material natural e ao processo de produção, o xisto cozido contém fases de clínquer, principalmente silicato bicálcico e aluminato monocálcico. Também contém, além de pequenas quantidades de óxido de cálcio livre e de sulfato de cálcio, maiores quantidades de óxidos com reacção pozolânica, especialmente dióxido de silício. Assim, quando finamente moído, o xisto cozido apresenta propriedades hidráulicas acentuadas como o cimento Portland e, ainda, propriedades pozolânicas.

A sílica de fumo provem da redução de quartzo de elevada pureza com carvão em fornos de arco eléctrico na produção de ligas de silício e de ferro-silício e é constituída por partículas esféricas muito finas.

O calcário é um outro possível componente que deve cumprir requisitos específicos e adquire a designação de L quando o teor de carbono inorgânico não exceder 0,50% em massa e de LL quando o teor de carbono inorgânico não exceder 0,20%.

Os constituintes adicionais minoritários são materiais minerais inorgânicos especialmente seleccionados, naturais ou ainda outros constituintes, salvo se já estiverem incluídos como constituintes principais do cimento. Os constituintes adicionais minoritários, depois de preparação adequada e tendo em conta a sua distribuição granulométrica, melhoram as propriedades físicas do cimento (tais como a trabalhabilidade ou a retenção de água), Podem ser inertes ou ter propriedades levemente hidráulicas, hidráulicas latentes ou pozolânicas. Contudo, não são fixados, para os mesmos, requisitos para estas propriedades. Estes constituintes devem ser correctamente preparados, isto é, seleccionados, homogeneizados, secos e pulverizados, dependendo do seu estado na produção ou na entrega. Não devem aumentar consideravelmente a necessidade de água do cimento, enfraquecer a resistência do betão ou da argamassa à deterioração, em caso algum, ou reduzir a protecção à corrosão das armaduras.

1.3. AGREGADOS

1.3.1. INTRODUÇÃO

Inicialmente, o agregado – um dos componentes maioritários do betão – era visto como um material inerte. À medida que os conhecimentos acerca do betão foram sendo aprofundados concluiu-se que, não só o agregado não é inerte, como também tem um papel preponderante nas propriedades do betão (Neville, 1998), assumindo assim uma importância técnica que até então não possuía (Coutinho; Gonçalves, 1997). Pode, por exemplo, limitar a resistência mecânica e actuar de forma negativa na durabilidade e desempenho estrutural do betão. Por outro lado, confere uma maior estabilidade volumétrica à mistura e maior durabilidade do que a pasta de cimento hidratada (Neville, 1998). As características do agregado influenciam as propriedades do betão de forma significativa ao ponto de ser imperativo caracteriza-las para que eventuais efeitos adversos não se verifiquem. Assim sendo, torna-se necessário exigir aos agregados determinadas características para que a sua utilização no betão não gere consequências indesejáveis. As propriedades a exigir são de natureza geométrica, física e química e podem resumir-se em:

- Forma adequada e dimensões proporcionais, dentro de determinados limites, impostos pela experiência adquirida em diversas aplicações;
- Resistência mecânica compatível com a aplicação em causa;
- Propriedades térmicas adequadas;
- Propriedades químicas compatíveis com a sua utilização em betão e com o ambiente circundante;
- Isentos de substâncias prejudiciais (Coutinho; Gonçalves, 1997).

No entanto, convém acrescentar que apesar de se poderem determinar as mais diversas propriedades do agregado, é complexo definir o conceito de “bom agregado” a não ser dizendo que é um agregado a partir do qual, para as condições em causa, se obtém um bom betão. Enquanto que um agregado cujas propriedades aparentem ser todas satisfatórias dará, à partida, origem a um bom betão, o inverso não é necessariamente verdade, sendo esta a razão pela qual o uso do critério do desempenho do betão deva de ser utilizado. Em particular, foi verificado que agregado cujas propriedades são aparentemente insatisfatórias, não levantaram problemas de maior quando utilizados em betão. Por exemplo, um agregado que tenha tendência para desagregar por acção cíclica de gelo/degelo, quando bem embebido numa pasta de cimento hidratada de baixa permeabilidade, pode suportar o efeito deste ataque, minimizando-o ou até mesmo eliminando-o. Assim sendo, ensaios realizados exclusivamente sobre os agregados servirão unicamente para determinar se o seu uso é adequado ou não para a produção de betão (Neville, 1998). Como tal, o melhor indicador da qualidade de um agregado é, em última

análise, o comportamento de um betão com ele fabricado. Isto é, quando se pretender utilizar um agregado de origem até então não explorada, os ensaios realizados sobre amostras significativas do material poderão ser úteis, mas deverá ser produzido um betão a partir dos referidos agregados e serem estudadas as propriedades desse betão (Coutinho; Gonçalves, 1997), para assim se poder concluir acerca da qualidade do agregado em estudo.

1.3.2. FORMA

Tal como foi referido anteriormente, a forma das partículas do agregado influencia o betão sendo, como tal, necessário proceder à sua caracterização.

O formato do corpo tridimensional é de descrição difícil e é, portanto, conveniente definir certas características geométricas desses corpos. O arredondamento mede o quão afiados e angulosos são os cantos das partículas. No caso de agregados britados, a forma das partículas depende da natureza do material inicial, mas também do tipo de equipamento de britagem e do seu grau de redução, isto é, a razão entre o tamanho do material à entrada do equipamento de britagem e o seu tamanho à saída. Uma vez que o grau de compactação das partículas, sendo estas do mesmo tamanho, depende da sua forma, a angulosidade do agregado pode ser estimada através da proporção de vazios presente numa amostra compactada de forma previamente prescrita. Quanto à sua influência no betão, o grau de compactação passível de ser atingido com o agregado irá influenciar a densidade que pode ser obtida (Neville, 1998).

Um outro aspecto da forma das partículas é o seu índice de forma, indicado na NP EN 12620 (2004) e definido pela NP EN 933 – 4 (2002), como o quociente da massa das partículas não-cúbicas pela massa do provete de ensaio, em percentagem. O índice de forma está relacionado com o leito e a clivagem da rocha mãe e é também influenciada pelo tipo de equipamento de britagem utilizado, isto no caso do tamanho das partículas ter sido reduzido de forma artificial. Partículas com elevada superfície específica são de particular interesse uma vez que aumentam a quantidade de água necessária para que um determinado nível de trabalhabilidade seja atingido no betão. A influência dos agregados finos nas propriedades da mistura é indiscutível. Partículas angulares requerem mais água para uma determinada trabalhabilidade mas, um método objectivo de medir e expressar a forma ainda não está disponível apesar das diversas tentativas realizadas para medir a área projectada e outras aproximações geométricas (Neville, 1998).

No que concerne o agregado grosso, partículas com as mesmas dimensões são preferíveis, visto que se tal não se verificar, a área superficial será maior e o seu arranjo, na sua forma mais compacta, será anisotrópico. Existem dois tipos de partículas que diferem da forma equidimensional que convém pormenorizar a sua caracterização: as alongadas e as achatadas. As últimas podem também afectar de forma adversa a durabilidade do betão uma vez que elas tendem a orientar-se segundo um plano preferencial, acumulando-se água e ar na zona inferior (Neville, 1998).

O índice de achatamento, definido pela NP EN 933 – 3 (2002) como o quociente entre a soma, em gramas, das partículas de cada uma das fracções granulométricas que passa pelo peneiro de barras correspondente, com ranhura de largura $D_i/2$, pela soma das massas, em gramas, das partículas de cada uma das fracções granulométricas d_i/D_i . Algumas partículas são simultaneamente achatadas e alongadas e, portanto, são tidas em consideração no cálculo de ambos os índices – de forma e de achatamento (Neville, 1998).

Os índices de forma e achatamento, são úteis para uma classificação “genérica” dos agregados mas não são adequados para descrever a forma das partículas. No entanto, a presença de uma quantidade

excessiva de partículas alongadas é geralmente considerada indesejável (Neville, 1998). Como tal, atendendo ao que anteriormente foi dito, a NP EN 12620 (2004) classifica os agregados quanto ao achatamento e forma das partículas do agregado, baseado-se nos resultados obtidos nos respectivos índices. Subsequentemente, esta norma impõe limites para os valores que os índices de forma e achatamento podem assumir.

1.3.3. TEXTURA SUPERFICIAL

A textura da superfície do agregado afecta a ligação deste à pasta de cimento e também influencia a necessidade de água na mistura, em especial, no caso dos agregados finos. A classificação da textura superficial é baseada no grau de polimento da superfície, suave ou rugosa; sendo também necessário descrever a dureza. A textura superficial depende da dureza, tamanho do grão e das características dos poros da rocha mãe (rochas duras, densas e de grão fino geralmente têm superfícies de fractura suaves), assim como da influência de forças exteriores que actuaram sobre a partícula, suavizando ou tornando-a mais rugosa. Estimar visualmente a rugosidade é relativamente fidedigno mas, de forma a reduzir possíveis más interpretações (Neville, 1998), um método mais eficaz e padronizado deve ser adoptado.

1.3.4. INFLUÊNCIA DA FORMA E DA TEXTURA SUPERFICIAL NO BETÃO

Existem indícios de que a forma e a textura superficial do agregado influenciam consideravelmente a resistência do betão. A resistência à flexão é mais afectada do que a resistência à compressão e os efeitos da forma e textura são particularmente visíveis em betões de elevada resistência. No entanto, o papel desempenhado pela forma e textura do agregado no desenvolvimento da resistência do betão ainda não é inteiramente conhecido, mas é possível que uma textura mais rugosa resulte numa maior força de adesão entre os agregados e a matriz cimentícia. De forma idêntica, uma maior área superficial em agregado anguloso implicará que uma maior força de adesão possa ser desenvolvida (Neville, 1998).

A forma e a textura do agregado fino têm uma influência significativa nas necessidades de água da mistura feita com tal agregado. Se estas propriedades do agregado fino são expressas indirectamente através do seu arranjo, isto é, pela percentagem de vazios no seu estado solto, então a sua influência na necessidade de água é relativamente evidente. Por outro lado, a influência dos vazios do agregado grosso é menor. O achatamento e a forma do agregado grosso, em geral, têm uma apreciável influência na trabalhabilidade do betão mas, na prática, pode não existir uma relação clara entre estes dois factores uma vez que outras propriedades do agregado também influenciam a trabalhabilidade (Neville, 1998).

Uma partícula cúbica britada apresenta diferenças nítidas em relação a uma partícula cúbica rolada: enquanto que a primeira apresenta faces planas e arestas vivas, na segunda as faces são arredondadas e as arestas desaparecem. Consequentemente, o ângulo de atrito interno do betão produzido com o agregado rolado é menor, conduzindo a uma melhor trabalhabilidade e a um melhor arranjo das partículas, o que permite obter uma maior compacidade. Por outro lado, uma forma inadequada afectará desfavoravelmente o betão: areia fina em placas ou lamelas diminui a trabalhabilidade, exigindo um acréscimo de água; uma partícula de agregado grosso acicular produz um betão áspero, difícil de compactar e com um limiar de trabalhabilidade – o excesso ou falta de água, mesmo em pequenas proporções, poderá provocar variações bruscas e sensíveis na trabalhabilidade (Coutinho; Gonçalves, 1997).

A existência de partículas lamelares é um aspecto importante que deve ser monitorizado uma vez que estas tendem a orientar-se segundo um plano horizontal, originando planos privilegiados devido ao facto de debaixo delas a água resultante da exsudação do betão fresco gerar a formação de uma película de água que impede, localmente, uma completa e perfeita aderência da pasta de cimento. Este fenómeno conduz a um aumento considerável da permeabilidade, diminuição da tensão de rotura, em particular da tracção, e nos casos em que o betão está sujeito a temperaturas negativas, a película de água pode congelar conduzindo a roturas localizadas, independentemente da adopção de medidas que visem acautelar o efeito da congelação da água (Coutinho; Gonçalves, 1997).

1.3.5. GRANULOMETRIA E SUA INFLUÊNCIA NO BETÃO

A granulometria pode ser considerada, a seguir à resistência do agregado, como a propriedade mais importante deste, uma vez que condiciona a compacidade do betão e, consequentemente, todas as propriedades deste último (Coutinho; Gonçalves, 1997).

À distribuição percentual das partículas de determinadas dimensões que compõem o agregado dá-se o nome de granulometria, sendo a dimensão das mesmas definida pela abertura de uma malha, com forma determinada, através da qual ela passa, ficando retida numa malha idêntica, de menor abertura. Assim sendo, torna-se necessário definir dois parâmetros:

- a) A forma e abertura da malha;
- b) A diferença entre as aberturas de duas malhas consecutivas (Coutinho; Gonçalves, 1997).

A curva granulométrica é a representação gráfica da percentagem total de material que passa ou fica retida em cada peneiro. Trata-se de um elemento fundamental para a determinação da composição de betão e, para além disso, constitui uma forma rápida e cómoda de avaliar a granulometria do agregado e eventuais deficiências que ele possa ter em partículas de determinada dimensão (Coutinho; Gonçalves, 1997). No entanto, não é uma tarefa simples discernir se uma determinada curva granulométrica associada a uma determinada análise granulométrica é adequada ou não. Um dos problemas consiste em combinar agregado fino e grosso de forma a produzir uma determinada granulometria (Neville, 1998).

Para se atingir uma resistência em consonância com a razão água cimento em causa é necessário uma compactação completa, e como tal só será atingível se a mistura for suficientemente trabalhável, é necessário produzir uma mistura que possa ser compactada até à sua máxima densidade com uma quantidade razoável de trabalho. É essencial garantir que os vazios da combinação de agregados sejam suficientemente pequenos de forma a prevenir que a pasta de cimento no seu estado fresco os atravesse e separe (Neville, 1998).

Existe um outro requisito para que a mistura apresente uma coesão e trabalhabilidade satisfatórias: deve conter uma quantidade suficiente de material de tamanho inferior a 300µm. Uma vez que as partículas de cimento estão incluídas neste material, misturas ricas requerem um menor conteúdo de agregado fino do que as misturas pobres. Se a granulometria do agregado fino for deficiente em partículas mais finas, aumentar a razão agregado fino/grosso pode não ser uma solução satisfatória, uma vez que pode conduzir a um excesso de partículas médias e, possivelmente, a um aumento da aspereza da mistura. Uma mistura diz-se que é áspera quando uma determinada fracção granulométrica está presente em excesso (Neville, 1998).

Pode ainda acrescentar-se que todos os materiais cimentícios automaticamente fornecem uma certa quantidade de ultra-finos. Os ultra-finos podem ser considerados como materiais de tamanho inferior a 125 µm, qualquer que seja a sua proveniência, isto é, cimento, agregado, filer, (Neville, 1998), sílica

de fumo, cinzas volantes, escórias moídas. No entanto, existem algumas diferenças no comportamento uma vez que a hidratação do cimento rapidamente remove alguma água da mistura enquanto que algumas das outras partículas poderão ser inertes. Não foi estabelecido uma quantidade mínima de partículas ultra finas porque elas são usualmente encontradas nos materiais utilizados, mas a sua presença em quantidades adequadas é essencial para, por exemplo, betão destinado a bombagem, betão colocado em secções finas ou onde existe uma densidade de armadura muito elevada, e para estrutura destinadas a conter água no seu interior (estruturas de contenção de água). Por outro lado, uma quantidade excessiva de partículas ultra finas é prejudicial do ponto de vista da resistência ao congelamento e descongelamento de água no interior do betão, tornando-o sensível à formação de cristais de sais contidos na água por ele absorvida e também para a resistência à abrasão. O conteúdo máximo de partículas ultra finas aumenta com o aumento do conteúdo de cimento do betão. O efeito benéfico de partículas ultra finas de tamanho inferior a 50 μm , no que concerne às necessidades de água do betão fresco, e consequentemente da resistência, foi confirmado (Neville, 1998).

1.3.6. RESISTÊNCIA MECÂNICA

A resistência mecânica dos agregados influencia a tensão de rotura do betão e a resistência da sua ligação à pasta de cimento (Coutinho; Gonçalves, 1997). No entanto, testar a resistência à compressão das partículas individuais do agregado é uma tarefa complicada e a obtenção desta informação tem usualmente de ser feita através de testes indirectos, como por exemplo, através do desempenho do agregado no betão. Este teste pressupõe que ou existe experiência na utilização do agregado em causa ou foi realizada uma tentativa de utilização do agregado num betão que se sabe ter uma certa resistência com agregados previamente testados. Se o agregado em estudo conduzir a baixas resistências à compressão no betão e, em particular se um grande número de partículas individuais do agregado se apresentarem fracturadas após o ensaio à compressão, então a resistência dos agregados é inferior à força nominal de compressão do betão no qual os agregados estão inseridos (Neville, 1998).

Uma resistência inadequada dos agregados impõe certas limitações visto que as propriedades físicas do agregado têm alguma influência na resistência do betão, mesmo quando o agregado por si só é suficientemente forte para não fracturar prematuramente (Neville, 1998).

No entanto, e apesar de tudo o que foi anteriormente dito, verifica-se que, apenas no caso da rocha mãe apresentar uma tensão de rotura inferior a cerca de duas ou três vezes à da pasta de cimento é que a resistência do betão depende da tensão de rotura do agregado. Tal pode verificar-se, por exemplo, em betões com agregados leves (Coutinho; Gonçalves, 1997).

1.3.7. PROPRIEDADES TÉRMICAS

Relativamente às propriedades térmicas do agregado, as de principal relevância e interesse a considerar são: o coeficiente de dilatação térmica, o calor específico e o coeficiente de condutibilidade térmica. As duas últimas propriedades mencionadas são importantes no betão em massa ou nas estruturas que exijam certo nível de isolamento térmico. No caso do coeficiente de dilatação térmica do agregado, este influencia o do betão, sendo necessária particular precaução nos casos em que o coeficiente de dilatação térmica do agregado seja muito diferente do da pasta de cimento, especialmente em agregados de maiores dimensões. Caso tal aconteça, uma grande variação térmica poderá introduzir uma diferença considerável nas dimensões relativas do agregado e da pasta de cimento, donde poderá resultar a rotura da ligação entre estes. No entanto, uma vez que os movimentos diferenciais são provavelmente afectados por outros fenómenos (Coutinho; Gonçalves,

1997), como por exemplo a retracção (Neville, 1998), para além daquele em discussão, verifica-se que se a temperatura não sair fora do intervalo 4°C e 60°C, e se a diferença entre os dois coeficientes não for superior a 5×10^{-6} °C, tal não produzirá, à partida, efeitos adversos no betão (Coutinho; Gonçalves, 1997). É de frisar que caso sejam expectáveis temperaturas extremas, é necessário conhecer detalhadamente as propriedades do agregado. Por exemplo, o quartzo sofre uma inversão a 574°C e expande repentinamente 0,85%. Tal iria perturbar o betão e é por essa razão agregados contendo este mineral são evitados quando se pretende um betão resistente ao fogo (Neville, 1998).

1.3.8. REACÇÕES EXPANSIVAS ENTRE O CIMENTO E O AGREGADO

Na zona de interface entre o agregado e a pasta de cimento é desejável que ocorram combinações químicas entre os componentes hidratados do cimento e o agregado, obtendo-se assim uma maior homogeneidade e resistência. No entanto, determinadas reacções químicas entre estes dois componentes, em vez de contribuírem de forma positiva para o conjunto, geram elevadas expansões que não só anulam a coesão do conjunto, mas também estão longe de terem propriedades aglomerantes (Neville, 1998).

As reacções expansivas entre a pasta de cimento e o agregado podem ser agrupadas em três grupos:

- i. Reacção, em meio húmido, entre os álcalis do cimento (sódio e potássio nele existentes) e a sílica não perfeitamente cristalizada do agregado;
- ii. Reacção dos álcalis do cimento com o carbonato de magnésio de certos calcários dolomíticos;
- iii. Reacção de determinadas formas de alumina do agregado (por exemplo, feldspatos sódicos alterados ou caulinizados) com sulfatos (provenientes quer do meio exterior quer do próprio betão) em presença de soluções sobressaturadas de hidróxido de cálcio fornecidas pela hidratação do cimento portland (Coutinho; Gonçalves, 1997).

Apesar de as propriedades químicas do agregado não serem descritas de forma extensiva, é de referir que a NP EN 12620 (2004) e a especificação E 467 (2005), estabelecem com rigor limites máximos para o teor de agentes agressivos – por exemplo, cloretos, enxofre, matéria orgânica, carbonatos, entre outros – que o agregado em causa pode conter.

1.3.9. DETERMINAÇÕES ESSENCIAIS PARA O CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DO BETÃO

Para que seja possível determinar a(s) quantidade(s) de agregado(s) em peso por unidade volúmica de betão é necessário um estudo das suas propriedades. Uma dessas propriedades é a granulometria, assunto que já foi debatido anteriormente. Existem, no entanto, outras propriedades que devem ser conhecidas:

- i. Massa volúmica e absorção de água das partículas;
- ii. Baridade;
- iii. Humidade (Coutinho; Gonçalves, 1997).

Apresenta-se, de seguida, uma breve exposição acerca das propriedades anteriormente apresentadas.

1.3.9.1. Massa volúmica e absorção de água

A presença de poros internos nas partículas do agregado e as suas características são muito importantes no estudo das propriedades dos agregados. A porosidade do agregado, a sua permeabilidade e a absorção influenciam tanto as propriedades do agregado assim como a ligação deste à pasta de cimento hidratada, a resistência do betão à acção gelo/degelo, a sua estabilidade química e a resistência à abrasão (Neville, 1998).

Os poros do agregado variam largamente de tamanho, sendo que o maior pode ser visto com recurso a microscópio ou até mesmo a olho nu, mas os menores são maiores que os poros de gel da pasta de cimento. Poros com uma dimensão inferior a 4µm são de particular interesse uma vez que se acredita que afectam a durabilidade dos agregados à acção gelo/degelo. Alguns dos poros do agregado estão completamente contidos na massa sólida enquanto que outros contactam com a superfície. A pasta de cimento, devido à sua viscosidade, não pode penetrar até uma grande profundidade a não ser através dos poros de maior diâmetro, assim o volume total das partículas é considerado sólido para efeitos de cálculo do conteúdo de agregado no betão. Por outro lado, a água pode entrar nos poros, sendo que a quantidade e o grau de penetração depende do tamanho dos poros, da sua continuidade e volume total. Uma vez que o agregado representa sensivelmente três quartos do volume de betão, torna-se evidente que a sua porosidade contribui de forma efectiva para a porosidade do betão (Neville, 1998).

Atendendo ao que foi anteriormente dito, é possível compreender a importância da determinação da absorção de água e da massa volúmica, determinada de acordo com a NP EN 1097 – 6 (2003).

Apesar de não existir uma relação bem definida entre a resistência do betão e a absorção de água do agregado utilizado, os poros à superfície da partícula afectam a ligação agregado pasta de cimento, podendo exercer certa influência na resistência do betão. É de referir que quando os poros do agregado estão totalmente preenchidos diz-se que este se encontra saturado com a superfície seca. Se for permitido que os agregados nestas condições fiquem expostos livremente ao ar, por exemplo no laboratório, uma parte da água contida nos poros vai evaporar e o agregado vai ficar menos saturado, isto é, seco ao ar. Prolongando a secagem numa estufa reduziria o conteúdo de água ainda mais, até ao ponto em que nenhuma água se encontraria no agregado – o agregado estaria seco (Neville, 1998).

Normalmente, assume-se que, aquando da mistura dos componentes do betão, o agregado se encontra saturado com a superfície seca. Se o agregado for introduzido num estado seco, assume-se que ele absorverá água da mistura até que se encontre saturado, sendo que esta água que vai ser absorvida não está incluída na água livre ou efectiva da mistura. Tal resultará numa certa perda de trabalhabilidade da mistura com o tempo (Neville, 1998).

1.3.9.2. Baridade

A baridade é definida como o quociente da massa de agregado seco que preenche sem compactação um recipiente, pelo volume do mesmo, determinada de acordo com a NP EN 1097 – 3 (2002). É com base na baridade que se converte massa em volume de agregado, quando se pretende medir o volume de agregado com um recipiente, e vice-versa. Atendendo à definição, depreende-se que o valor da baridade depende da forma das partículas do agregado, da percentagem com que ocorrem as diversas dimensões, do arranjo das partículas no recipiente, do grau de compactação. É possível verificar que se as partículas tivessem dimensões uniformes estas poderiam ser arrançadas de determinada maneira mas, se forem adicionadas partículas de menores dimensões, estas vão ocupar os vazios existentes e aumentar assim a valor da baridade de forma considerável. No que concerne à forma das partículas, se todas as partículas fossem esféricas e constituídas por um material com a mesma massa volúmica, òi,

de igual diâmetro, e se estivessem arranjadas de tal forma que os seus centros ocupassem os vértices de tetraedros obter-se-ia o máximo do parâmetro baridade, que é 0,74δi. Caso as partículas anteriormente descritas ocupassem os vértices de cubos a baridade seria igual a 0,52δi, sendo este o arranjo de menor densidade (Coutinho; Gonçalves, 1997).

1.3.9.3. Humidade

O agregado, quer tenha sido lavado quer não, quando exposto às diversas acções ambientais tem tendência a ajustar a sua humidade à do ambiente, conservando-a durante períodos apreciáveis de tempo, com excepção, por exemplo, do material à superfície do depósito onde se encontra armazenado. Tal é particularmente importante em agregados constituídos por uma quantidade significativa de partículas finas, como é o caso das areias, onde a humidade superficial ou livre – isto é, a que excede a aprisionada no seu interior – deve ser tida em conta no cálculo das quantidades dos componentes sólidos e líquidos da amassadura (Coutinho; Gonçalves, 1997). No caso de se ignorar este efeito, poderão ocorrer desvios significativos nas quantidades dos materiais e na água de amassadura. Tal poderá contribuir para uma alteração significativa da relação água cimento inicialmente fixada.

O volume ocupado pelo agregado é o volume ocupado pelas partículas inclusive o de todos os poros. Se não se prever que ocorra a movimentação de água para o interior do agregado, os poros têm de se encontrar cheios de água, isto é, o agregado tem de estar saturado. Por outro lado, qualquer água à superfície do agregado irá contribuir para a água da mistura e irá ocupar um volume adicional para além daquele ocupado pelas partículas do agregado. O estado em que as partículas de agregado se devem encontrar é, assim, saturadas mas sem água à superfície. Agregado exposto à chuva acumula uma quantidade de humidade considerável à superfície das partículas e, no caso das pilhas de agregado, à excepção das partículas à superfície da mesma, os agregados mantêm esta humidade por longos períodos de tempo (Neville, 1998).

Enquanto que a absorção representa a água contida no agregado quando este está saturado com a superfície seca, o conteúdo de humidade será o excesso de água para além daquela contida no estado anteriormente descrito e, consequentemente, a quantidade de água total será a soma da absorção e da humidade superficial. É de notar que, se o conteúdo de humidade da amostra variar, o ajuste das proporções da mistura pode tornar-se laboriosa. Um exemplo desta variação ocorre nas pilhas de agregado, onde a variação do conteúdo de humidade ocorre principalmente na direcção vertical desde o fundo da pilha com mais água até à superfície (parcial ou totalmente seca), sendo necessário tomar algumas precauções na forma como se executa a pilha de agregado (Neville, 1998).

1.4. ADJUVANTES

Actualmente, a norma NP EN 934 – 1 (2008) é responsável pela normalização dos requisitos gerais, específicos e particulares a que um adjuvante deve obedecer. Em complemento, a norma NP EN 934 – 2 (2008) define as funções e os tipos de adjuvantes existentes para betão. Define ainda um conjunto de parâmetros para avaliar a conformidade dos diferentes adjuvantes existentes.

A NP EN 934 – 2 (2008) define adjuvante para betão como sendo um produto incorporado durante o processo de amassadura do betão, com uma dosagem não superior a 5% em massa da dosagem de cimento do betão, para modificar as propriedades do betão fresco ou endurecido. Os adjuvantes definidos na referida norma são:

- Adjuvante plastificante/redutor de água: adjuvante que, sem modificar a consistência, permite reduzir o teor de água dum dado betão, ou que, sem modificar a dosagem de água, aumenta o abaixamento ou espalhamento, ou que produz os dois efeitos simultaneamente;
- Adjuvante superplastificante/forte redutor de água: adjuvante que, sem modificar a consistência, permite reduzir fortemente a dosagem de água de água dum dado betão, ou que, sem modificar a dosagem de água, aumenta consideravelmente o abaixamento ou espalhamento, ou que produz os dois efeitos simultaneamente;
- Adjuvante retentor de água: adjuvante que reduz a perda de água ao diminuir a exsudação;
- Adjuvante introdutor de ar: adjuvante que permite incorporar durante a amassadura uma quantidade controlada de pequenas bolhas de ar uniformemente repartidas e que subsistem após o endurecimento;
- Adjuvante acelerador de presa: adjuvante que diminui o tempo para que no betão se inicie a transição do estado plástico para o estado endurecido;
- Adjuvante acelerador de endurecimento: adjuvante que aumenta a velocidade de desenvolvimento das resistências iniciais do betão, com ou sem modificação do tempo de presa;
- Adjuvante hidrófugo: adjuvante que reduz a absorção capilar do betão endurecido;
- Adjuvante plastificante/redutor de água/retardador de presa: adjuvante que produz os efeitos combinados de um plastificante/redutor de água (função principal) e de um retardador de presa (função secundária);
- Adjuvante superplastificante/forte redutor de água/retardador de presa: adjuvante que produz os efeitos combinados de um superplastificante/forte redutor de presa (função primária) e de um retardador de presa (função secundária);
- Adjuvante plastificante/redutor de água/acelerador de presa: adjuvante que produz os efeitos combinados de um plastificante/redutor de água (função primária) e de um acelerador de presa (função secundária).

1.5. BETÃO

Uma das propriedades fundamentais do betão consiste na possibilidade de com este material se poderem conceber estruturas com as mais diversas formas que, independentemente da função principal de resistência e estabilidade que devem cumprir, respondem adequadamente a aspectos de ordem estética e funcional. Esta qualidade é consequência da capacidade do betão ocupar com relativa facilidade os moldes e cofragens enquanto se encontra no estado fresco. No entanto, o betão no estado fresco tem outras propriedades que é preciso conhecer para que a sua utilização seja correcta. Pode-se afirmar que muitas das propriedades do betão endurecido, assim como o seu comportamento ao longo do tempo, vão depender em grande parte das propriedades, dos cuidados e tratamento do betão no estado fresco (Teles, 2006).

O betão tem que responder satisfatoriamente no estado fresco, enquanto é transportado da misturadora, colocado nos moldes e também no estado endurecido. Os atributos no estado fresco obrigam a que a consistência na misturadora seja tal que o betão possa ser compactado com os meios existentes no local sem esforço excessivo e ainda que a mistura seja suficientemente coesa para que, face aos métodos de transporte e colocação, não se produza segregação com consequente falta de homogeneidade do produto final. As exigências essenciais no estado endurecido são uma resistência à compressão satisfatória e adequada durabilidade (Neville, 1998).

Os diferentes componentes do betão não podem ser misturados de uma forma aleatória, devendo combinar-se em proporções determinadas, função das utilizações a dar ao betão, correspondendo estas, normalmente, a três parâmetros fundamentais: a resistência, a consistência e a máxima dimensão do agregado (Neville, 1998).

A falta de homogeneidade dos materiais constituintes do betão, a forma e textura dos agregados, a granulometria dos agregados e do cimento, o tipo de cimento, etc., faz com que não seja fácil obter métodos teóricos ou empíricos capazes de estabelecer com suficiente precisão as proporções da mistura. Como tal, os métodos de determinação da composição do betão baseiam-se em procedimentos aproximados e devem ser comprovados experimentalmente em laboratório (Neville, 1998).

Apesar de o betão no estado fresco ter apenas um interesse passageiro, deve-se notar que a resistência do betão é dada pelas proporções da mistura, sendo seriamente afectada pelo grau da sua compactação. Assim, é fundamental que a consistência ou trabalhabilidade da mistura seja tal que permita que o betão seja transportado, colocado, compactado e acabado de forma eficaz e sem segregação. A trabalhabilidade deve ter em conta os meios disponíveis para transportar, colocar, compactar e acabar o betão: um betão pode ser trabalhável com um determinado equipamento e não o ser com outro. Por outro lado, a trabalhabilidade adequada para um betão em massa não é necessariamente suficiente para betões a utilizar em secções delgadas, fortemente armadas ou com geometrias complexas (Teles, 2006).

A resistência é usualmente considerada a propriedade principal do betão, apesar de em muitos casos práticos, outras características, como a permeabilidade e a durabilidade, poderem, de facto, ser mais importantes. No entanto, a resistência fornece geralmente uma boa informação da qualidade do betão, uma vez que está directamente relacionada com a estrutura da pasta de cimento hidratada (Neville, 1998).

1.5.1. DURABILIDADE

1.5.1.1. Introdução

O ACI define durabilidade como a capacidade para este resistir à meteorização, ataque químico, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração. Um betão durável manterá a sua forma original, qualidade, e funcionalidade quando exposto ao ambiente previsto. (ACI 201.2R,1992). Um outro conceito igualmente importante é o de desempenho. O CEB-FIB define-o como sendo a capacidade de uma estrutura satisfazer os fins para que foi projectada sob o ponto de vista da segurança, funcionalidade e estético (CEB-FIB, 1999). É no entanto de salientar que, o conceito de vida útil tem apenas um carácter qualitativo, bem patente quando se afirma que um betão é mais durável do que outro. Para quantificar a durabilidade é necessário comparar a vida útil (este conceito será explicitado e debatido mais à frente) de dois betões ou, de forma menos directa, o seu desempenho. Assim, definindo desempenho como a capacidade de uma estrutura satisfazer os fins para que foi concebida, sob os pontos de vista anteriormente referidos, é opinião geral que, devido aos efeitos complexos do meio ambiente sobre as estruturas de betão e às reacções destas a esses efeitos, o desempenho das estruturas de betão ao longo da sua vida não pode ser melhorado apenas pelo aumento da qualidade dos materiais utilizados. Para se conseguir um melhor desempenho terá que se actuar: em fase de projecto, no projecto estrutural e no projecto de arquitectura, ao nível dos processos de execução da obra e nos procedimentos relativos à inspecção e manutenção, incluindo manutenção preventiva (CEB, 1992).

A durabilidade de uma estrutura de betão armado, ou mesmo pré-esforçado, dependerá quer da deterioração física, química e/ou biológica do betão – em particular, do betão de recobrimento – quer da corrosão das armaduras. Uma estrutura de betão armado sendo susceptível de se degradar, usualmente ocorre devido à deterioração do betão de recobrimento e/ou à corrosão da armadura, como consequência do meio ambiente em que se encontra. Tal impõe a separação, em termos de durabilidade, de betão resistente a meios agressivos que ataquem sobretudo o betão de recobrimento e betão resistente a meios agressivos que ataquem principalmente as armaduras. Relativamente ao ataque das armaduras, os agentes agressivos mais preponderantes são o dióxido de carbono e os iões cloreto. Embora o dióxido de carbono não deteriore, directamente, o betão de recobrimento, este agente promove a destruição da película passiva protectora das armaduras, por diminuição da alcalinidade do betão envolvente. Por outro lado, os cloretos intervêm, de facto, nas reacções de dissolução do ferro e em qualquer dos casos, após despassivação das armaduras é necessário que se verifiquem condições suficientes de humidade e oxigénio para se processar a corrosão (Coutinho, 1998).

Atendendo ao que anteriormente foi mencionado, torna-se imperativo definir o que é a vida útil de uma estrutura. Na fase de projecto de uma determinada estrutura e com base nas solicitações mecânico-ambientais a que estará sujeita serão definidos os requisitos de segurança e funcionalidade. Vida Útil da estrutura é, portanto, o período de tempo durante o qual a estrutura satisfaz os requisitos de segurança, de funcionalidade e estéticos definidos em fase de projecto, sem custos de manutenção não previstos, isto é, o período de tempo durante o qual o desempenho da estrutura é satisfatório – e superior ao mínimo aceitável. Consiste portanto em garantir, que a estrutura mantém as características iniciais de projecto até o grau de deterioração atingir um certo limite, o tal mínimo aceitável, que irá depender de inúmeros factores tais como: tipo de elemento estrutural, do aspecto exterior, riscos de desprendimento de pedaços da peça de betão, etc. Por outro lado, a vida residual de uma estrutura de betão armado ou pré-esforçado será o período de tempo contado a partir do momento em que o desempenho da estrutura se torna inaceitável ou inadequado para o fim a que se destina. Quando tal acontece, será necessário intervir e proceder a reparações, repondo novamente condições de segurança, de funcionalidade e/ou estéticas, semelhantes às inicialmente fixadas em projecto, ou mesmo superior. Uma percentagem significativa dos casos de degradação de estruturas é atribuída à corrosão das armaduras por perda da película passiva resultante da carbonatação ou penetração de cloretos no betão de recobrimento (Coutinho, 1998).

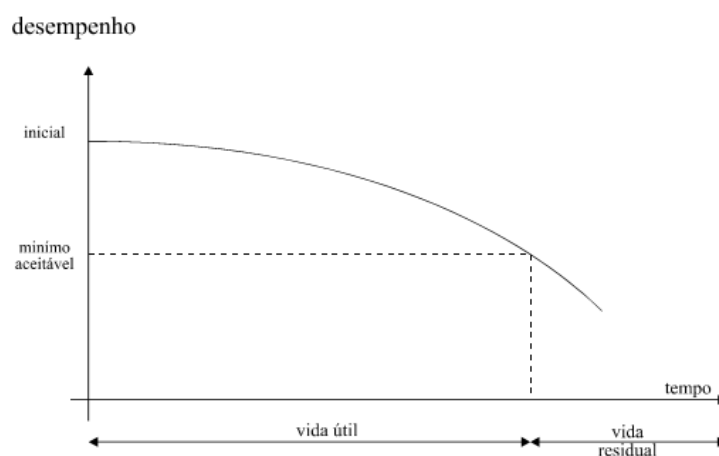


Fig.12 – Vida útil e residual de uma estrutura (Coutinho, 1998).

O estudo da durabilidade do betão tem evoluído nos últimos anos graças ao aprofundar dos conhecimentos dos mecanismos de transporte de gases e outros agentes agressivos através dos poros e

fissuras. Essa evolução permitiu associar o factor tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos e assim avaliar a vida útil, expressa em número de anos, em função do ambiente a que a estrutura de betão estará sujeita (Andrade; Alonso, 1996 cit. por Coutinho, 1998). Haverá portanto necessidade de, por um lado, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente e, por outro lado, conhecer o betão e a estrutura, para assim inferir acerca da sua durabilidade e, portanto, do seu desempenho (Coutinho, 1998). Tuutti desenvolveu um modelo conceptual para estimar a vida útil de uma estrutura de betão armado, no qual ocorre corrosão da armadura (Tuutti, 1980 cit. por Maaddawy; Soudki, 2007). De acordo com este modelo existem dois períodos distintos causados pela corrosão. O primeiro, designado de período de iniciação, representa o tempo necessário para a difusão do dióxido de carbono ou dos iões cloreto, até atingirem a zona de interface da armadura com o betão, activando assim a corrosão. O segundo é o período de propagação, representando este o tempo que decorre entre o início da corrosão e o aparecimento da primeira fissura (Maaddawy; Soudki, 2007).

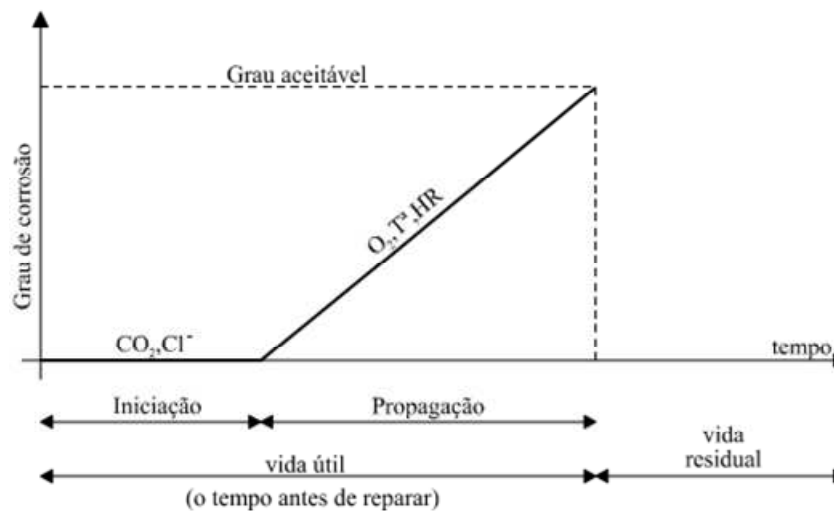


Fig.13 – Modelo conceptual desenvolvido por Tuutti (Coutinho, 1998).

Por outro lado, Weyers reportou que nem todos os produtos da corrosão contribuíam para o aumento da pressão expansiva no betão, isto é, alguns preenchem os vazios e os poros que existem em torno da armadura e outros migram através da rede porosa, afastando-se da zona de interface armadura/betão. Este investigador concluiu que o modelo apresentado por Tuutti subestima o tempo de fissuração por corrosão, por comparação dos resultados obtidos em laboratório com os recolhidos no terreno. Reportou ainda que existe uma zona porosa em torno da armadura, causada pela transição entre pasta de cimento armadura, onde existem vazios contendo ar e água, através dos quais os produtos da corrosão se podem difundir (Weyers, 1998 cit. por Maaddawy; Soudki, 2007).

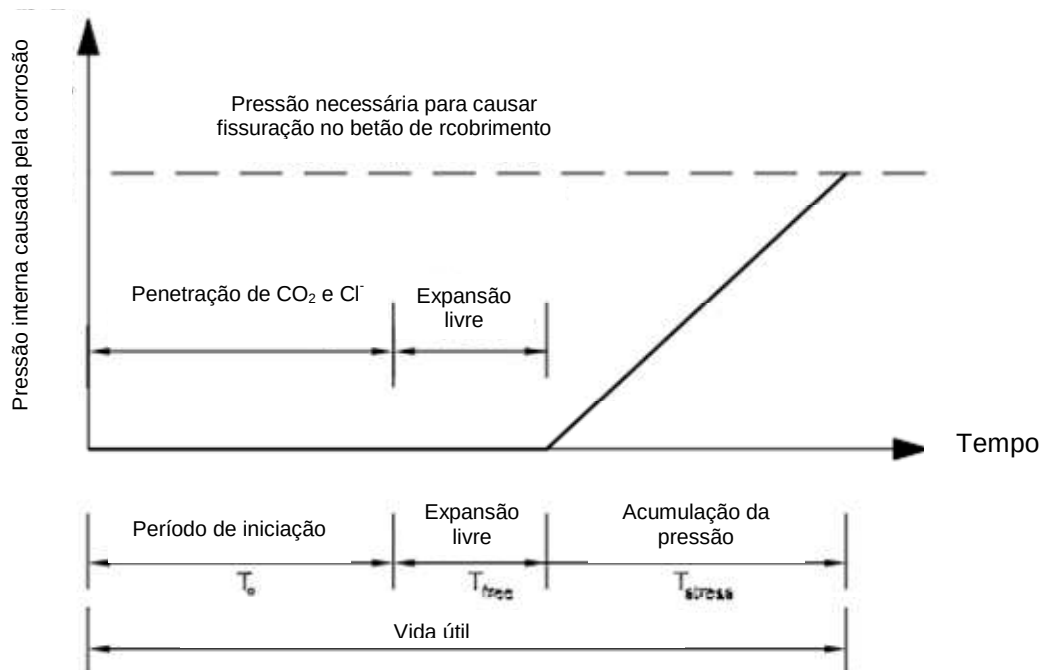


Fig.14 – Modelo conceptual desenvolvido por Weyers (Weyers, 1998 cit. por Maaddawy; Soudki, 2007).

A durabilidade da estrutura é seriamente afectada pelo grau de deterioração do betão e corrosão das armaduras. A deterioração das estruturas de betão é afectada pelo transporte de gases, água e de agentes agressivos dissolvidos na água, como por exemplo, cloreto de sódio, sendo estes mecanismos de transporte condicionados pela natureza e distribuição dos poros. A maior ou menor rapidez com que ocorre este transporte depende basicamente da rede porosa e das condições ambientais à superfície do betão – humidade e temperatura. Evidentemente que a presença de água e humidade é o elemento preponderante que influi os vários processos de deterioração, excluindo, claramente, a deterioração mecânica. O transporte de água no seio do betão é determinado pelo tamanho e tipo de poros, sua distribuição e pelas fissuras existentes. Por esta razão torna-se imprescindível o controlo da natureza e distribuição de poros e fendas para assim obter o resultado esperado, uma estrutura durável (Coutinho, 1998). Do que foi dito anteriormente é possível concluir que os dois factores principais que intervêm de forma decisiva na durabilidade do betão são:

- A agressividade do meio ambiente a que o betão está normalmente exposto;
- As características do material, mais concretamente a estrutura porosa do betão – porosidade e porometria.

A agressividade do ambiente é classificada na NP EN 206 – 1 (2007). Esta norma agrupa em classes de exposição a agressividade do meio ambiente. Por sua vez, a agressividade do meio ambiente é classificada de acordo com o agente agressivo – carbonatação (classe designada de XC), cloretos (classe designada de XS ou XD consoante a origem dos mesmos), ataque pelo gelo/degelo (classe designada de XF) e ambientes quimicamente agressivos (classe designada de XA) – e com as condições de humidade a que a superfície do betão está sujeito. A mesma norma utiliza as classes de exposição por ela definidas para recomendar valores limite para a composição e para as propriedades do betão. A NP EN 206 – 1 (2007) aborda quatro limites:

- Máxima razão água/cimento;
- Mínima classe de resistência;
- Mínima dosagem de cimento;

- Mínimo teor de ar.

A norma em causa refere ainda que os valores limite para a máxima razão água/cimento e para a mínima dosagem de cimento aplicam-se sempre, enquanto que os requisitos para a classe de resistência do betão podem ser especificados adicionalmente. Associada à NP EN 206 – 1 (2007), em Portugal, está a especificação LNEC 464 (2005). Esta especificação, tal como acontece na norma NP EN 206 – 1 (2007) define classes de exposição e os limites associados às mesmas, para a máxima razão água/cimento, mínima classe de resistência e mínima dosagem de cimento. No entanto, enquanto que a norma impõe limites baseando-se num betão produzido com cimento CEM I 32,5, a especificação define limites diferentes para os diferentes tipos de cimento.

No presente estudo, utilizaram-se as recomendações propostas pela E 464 (2005) para a máxima razão água/cimento e para a mínima dosagem de cimento, para a classe de exposição escolhida.

No que concerne à estrutura porosa do betão – porosidade e porometria – esta é fortemente afectada pela estrutura porosa da pasta de cimento, uma vez que a maioria das propriedades do betão depende muito mais da estrutura física dos produtos de hidratação – a rede porosa – do que propriamente da sua composição química. Depois do betão ganhar presa e durante a fase de hidratação, a pasta de cimento endurecida é composta por hidratos pouco cristalizados de diversos compostos que constituem um material coloidal com superfície específica cerca de 500 vezes a do cimento que lhe deu origem (Powers, 1967 cit. por Coutinho, 1998) e designado por gel, por cristais de hidróxido de cálcio, por cimento não hidratado, por vazios cheios de água e por outros componentes. Estes vazios designam-se por poros capilares e tem diâmetros a partir das dezenas de nanómetros enquanto que os vazios existentes no próprio gel (microporos ou poros do gel) tem dimensões mais reduzidas e de poucos nanómetros (Coutinho, 1998).

Em qualquer fase de hidratação, o volume correspondente aos poros capilares da pasta de cimento é a parte que ainda não foi preenchido pelos produtos de hidratação e à medida que esta se vai processando esse volume vai diminuindo, pois o cimento vai hidratando (o volume dos produtos de hidratação do cimento é cerca do dobro do seu volume inicial). Portanto a quantidade de poros capilares da pasta de cimento depende não só da relação água/cimento, mas também do seu grau de hidratação. Em pastas já "maduras" (elevado grau de hidratação) os poros capilares podem ficar bloqueados pela formação do gel, segmentando a rede porosa (capilar) de tal modo que os capilares ficam apenas ligados pelos microporos. A ausência de continuidade na rede porosa capilar é portanto causada pela combinação de uma relação água/cimento adequada e um tempo de cura húmida suficientemente longo (Neville, 1998).

A rede porosa da pasta de cimento de um betão é constituída pelos poros descritos anteriormente e por poros de maiores dimensões – os macroporos – resultantes da granulometria e do ar emulsionado com os componentes durante a amassadura e que não se conseguiu libertar durante a fase de compactação (Coutinho; Gonçalves, 1997). A quantidade de água necessária para hidratar o cimento é considerada, em geral, como sendo igual a 23 por cento da massa do cimento anidro. Esta água chamada água não evaporável é a que se combina ou que hidrata o cimento; no entanto, para que se dê a hidratação total do cimento é necessário que exista água suficiente não só para reagir quimicamente com o cimento formando o gel, mas também para encher os microporos que se vão formando (a água existente no gel não se consegue deslocar para o interior dos capilares e reagir com o cimento ainda não hidratado) (Coutinho, 1998).

A estrutura do betão endurecido, sobretudo a rede capilar, é um factor decisivo em termos de durabilidade, pois esta depende principalmente da facilidade com que os fluidos, águas puras ou com substâncias dissolvidas, dióxido de carbono e oxigénio, penetram e se movimentam através da rede

porosa, sobretudo nos capilares que formam uma rede contínua, pois os microporos ou os poros do gel já são demasiado pequenos para intervirem e os macroporos, em geral, estão isolados da rede. A esta “facilidade” ou “penetrabilidade” é em geral associado o termo de permeabilidade do betão, envolvendo os seguintes mecanismos de transporte através da rede porosa:

- Permeação ou permeabilidade;
- Sucção capilar ou absorção;
- Difusão.

A permeação ou permeabilidade, no sentido restrito, diz respeito ao caudal escoado através do sistema poroso, em condições de saturação, causado por um gradiente de pressão – gradiente hidráulico no caso de um betão submerso. Este fenómeno é regido pela Lei de Darcy, se o escoamento for laminar, não turbulento e permanente. A permeação é função da estrutura porosa mas, esta vai-se alterando ao longo dos ensaios levados a cabo para a determinar, não só pela aceleração do processo de hidratação, facilitado pela pressão de água imposta, como também pela danificação e colmatação de alguns poros devido ao escoamento sob pressão através deles (Coutinho, 2005).

A sucção capilar ou absorção corresponde à entrada de água na rede porosa do betão devido a forças capilares que resultam da diferença de pressão entre a superfície livre da água no exterior do betão e a sua superfície nos poros capilares e depende do diâmetro capilar. Este mecanismo ocorre se o betão está sujeito a ciclos de molhagem e secagem. Há que distinguir aqui a absorção capilar do termo “absorção” (por imersão) este último correspondendo à quantidade de volume poroso, que é em geral obtido após secagem de um provete e posterior imersão em água até massa constante, medindo-se o aumento de massa expresso em função da massa do provete seco, em percentagem. De acordo com o procedimento usado (temperatura e duração de secagem, tempo de imersão, temperatura da água) os resultados para o mesmo betão são muito dispersos (por exemplo de 3 a 18% - Concrete Society, 1987, cit. por Coutinho, 1998) pelo que os valores da absorção não são, em geral, usados para medir a qualidade do betão; no entanto a maioria dos betões de boa qualidade tem valores de absorção inferiores a 10% (Neville, 1998). Na prática interessa considerar e estudar as características de absorção relativamente ao betão de recobrimento das armaduras e por isso foram desenvolvidos vários ensaios que medem a absorção superficial ou perto da superfície do betão, mas em que se impõe uma determinada pressão (água ou ar) embora baixa e ligeiramente superior à que seria causada por chuva batida. Estes ensaios, na realidade, já não são ensaios de absorção pura estando também envolvido o mecanismo de permeação, no entanto dão indicações relativamente à qualidade do betão (Coutinho, 2005).

Em relação à absorção capilar propriamente dita este mecanismo é muito importante relativamente à maioria das obras em betão na medida em que constitui um dos mecanismos preponderantes na entrada de água e de agentes agressivos nela dissolvidos no betão de recobrimento das armaduras. Difere da permeação e absorção por imersão pois não é causada por gradientes hidráulicos. Em termos de modelização, o mecanismo da absorção por capilaridade verifica-se quando um líquido, neste caso a água, está em contacto com um capilar, estabelecendo-se uma diferença de pressão entre a sua superfície livre e a superfície da água dentro do capilar (Coutinho, 1998).

A difusão é o mecanismo que corresponde à penetração de iões líquidos ou gases, causada por gradientes de concentração, só se verificando na ausência de gradientes de pressão hidráulica (Coutinho, 2005).

O termo permeabilidade é frequentemente confundido com porosidade. De facto, a permeabilidade é uma propriedade relacionada com o escoamento de um fluído através de um meio poroso. A porosidade é uma propriedade relacionada com o volume e define-se como o volume de vazios em

relação ao volume total de uma amostra, representando portanto o conteúdo de poros não necessariamente interligados. Assim a permeabilidade do betão não será apenas dependente da porosidade mas também da continuidade e tortuosidade da rede porosa, do tamanho, forma e distribuição dos poros. Os mecanismos de transporte podem verificar-se isolada, sequencial ou simultaneamente na rede porosa e dependem primeiramente das condições de humidade existentes no próprio betão assim como das condições ambientais. Se o betão se encontrar saturado, pode ocorrer escoamento se o gradiente for suficiente, embora, para a gama de pressões normais, o processo de transporte predominante seja provavelmente, a difusão de iões. Se o betão ainda não atingiu o nível de saturação podem-se verificar no betão fenómenos de absorção, difusão de gases e líquidos e adsorção. Parte da rede porosa estará saturada para determinada humidade relativa pois nos poros mais estreitos ocorre condensação capilar. Como o betão tem uma grande quantidade de poros com raio muito pequeno – designados de microporos – o betão tem sempre um certo grau de humidade, mesmo que a humidade relativa do meio ambiente seja baixa. Neste caso a difusão de gases como o dióxido de carbono e oxigénio, existentes no ar dos poros, processa-se na dita película de água à superfície dos poros. Se a humidade aumenta, os poros de maiores dimensões vão-se saturando progressivamente, reduzindo-se o espaço disponível cheio de ar, diminuindo, portanto, a difusão dos gases. Isto é, a difusão diminui consideravelmente com o aumento da quantidade de água nos poros – maior número de poros saturados – até que se anula no caso do betão atingir a saturação. A difusão de dióxido de carbono e de oxigénio para o interior do betão, assim como a difusão de qualquer substância, é um processo em que a força motriz é a tendência de concentrações diferentes dessa substância se equilibrarem. De facto o dióxido de carbono difunde-se para interior devido à reacção com o betão nas paredes dos poros reduzindo-se aí a concentração de dióxido de carbono. O mesmo se passa com o oxigénio consumido durante a corrosão das armaduras. Em relação à água ou ao vapor de água, a difusão é gerada por variações de humidade do ambiente e relativamente às substâncias dissolvidas na água, como por exemplo, iões cloreto, a difusão ocorre ou na película de água absorvida à superfície dos poros ou na água que satura os poros e a difusão será tanto mais lenta quanto menor a quantidade de água na qual se processa. O processo de transporte quando há molhagem, mas sem imersão, por exemplo, pela chuva ou em zonas de salpicos, é a absorção capilar e a saturação é facilmente atingida. A difusão é um processo secundário, só se verificando quando estabiliza o movimento de absorção de água. É de referir que a absorção capilar no betão é um processo bastante mais intenso do que a perda de água por evaporação à superfície da estrutura e, como tal, o betão tem, em geral, mais humidade do que o meio ambiente que o rodeia (Coutinho, 1998).

Em estruturas imersas, a água começa por penetrar por absorção capilar e por pressão hidráulica. O movimento de água continuará, posteriormente, apenas se houver evaporação pelas superfícies expostas ao ar. A água penetrará no betão com substâncias dissolvidas (cloretos, sulfatos, etc.) que ficarão retidas nas zonas superficiais onde se dá a evaporação e onde poderão consequentemente aparecer eflorescências, por exemplo, sais cristalizados. Para além da importância que tem nos mecanismos de transporte, a natureza do sistema de poros da pasta de cimento e também do sistema de fissuras que eventualmente exista, é também importante salientar a influência da zona de interface pasta de cimento/agregado, pois esta zona corresponde a um volume que totaliza entre um terço e metade do volume total de pasta de cimento no betão e sabe-se que a sua micro-estrutura é diferente da do interior de pasta de cimento, com maiores valores de porosidade e que é considerada uma zona de origem de microfendas. No entanto, como o movimento de fluidos só é possível através de uma rede contínua de poros existente apenas na pasta de cimento, a presença do agregado torna o percurso mais longo e tortuoso, reduzindo a secção efectiva de escoamento. De qualquer forma ainda restam muitas dúvidas em relação ao papel da zona de interface em termos de mecanismos de transporte, sobretudo em relação à permeabilidade (Coutinho, 1998).

Para relações água/cimento baixas ($\approx 0,20$ a $0,38$), possíveis, hoje, devido ao uso de superplastificantes, o volume de capilares é muito reduzido, produzindo-se uma pasta de cimento muito densa, o que é francamente vantajoso em termos de durabilidade. Se o betão fendilhar as partículas de cimento não hidratadas poderão reagir com a água que vai penetrando nas fendas contribuindo para a sua colmatação. Em termos de resistência, o facto de existirem partículas de cimento não totalmente hidratadas, também é benéfico (Neville, 1998) funcionando como inclusões na matriz de hidrossilicatos (Almeida, 1990 cit. por Coutinho 1998). A densidade da pasta de cimento hidratado tem consequências mecânicas ao nível da transferência de tensões na interface com o agregado, pois o betão funciona como verdadeiro material compósito onde os agregados são componentes activos cujas propriedades elásticas influenciam as respectivas propriedades do betão (Aitcin, 1997 cit. por Coutinho 1998). Para relações água/cimento superiores a cerca de $0,38$ todo o cimento hidrata transformando-se em gel cujo volume não preenche todo o espaço livre. A proporção final de poros capilares (após hidratação total) será tanto maior quanto maior a relação água/cimento (Neville, 1998). Repare-se que o volume de poros capilares aumenta muito a partir da relação água/cimento $0,4$ a $0,5$ e uma cura inadequada pode levar a uma hidratação incompleta com um volume enorme de rede capilar (Richardson, 1992-93 cit. por Coutinho, 1998). Para valores muito elevados da relação água/cimento, a microestrutura dum betão é sempre muito aberta, com agulhas de etringite, cristais hexagonais de hidróxido de cálcio e outros cristais de silicatos de cálcio muito fracamente aderentes aos agregados (Sampaio, 1996 cit. por Coutinho, 1998).

Existem actualmente vários métodos que possibilitam a caracterização da rede porosa de um betão. De seguida proceder-se-á à descrição breve de dois deles: o ensaio de porometria de mercúrio e a determinação da profundidade de penetração de água sob pressão.

Um modo de se conhecer melhor a estrutura porosa do betão é recorrer a curvas porométricas obtidas por ensaios de porometria de mercúrio. Uma curva porométrica representa a distribuição dos poros numa dada amostra, segundo o seu tamanho, e pode ser obtida por ensaios de porometria por utilização de um porosímetro de mercúrio. O princípio de funcionamento de um porosímetro consiste na medida do volume penetrado de mercúrio (líquido não molhante) para valores de pressão sucessivamente crescentes até esta estabilizar (Coutinho, 1998).

Um outro método é o método da profundidade de penetração de água sob pressão usado para betões pouco permeáveis em que não é estabelecido um estado estacionário pois o fluxo não chega a atravessar o provete, em que é medida a quantidade de água penetrada ou a profundidade atingida. Neste tipo de ensaios é necessário garantir que o escoamento seja uniaxial o que se consegue, na prática, se a profundidade de penetração da água for consideravelmente inferior à largura do provete (Khatri; Sirivavnanon, 1997 cit. por Coutinho, 1998). Estes ensaios dependem de inúmeros factores tais como as dimensões e o acondicionamento do provete, da pressão aplicada, das reacções químicas da água com o cimento não hidratado, e ainda das fugas de água por má vedação nos dispositivos confinantes (Geiker, *et al.*, 1995 cit. por Coutinho 1998). De facto a permeabilidade é função da estrutura porosa mas esta vai-se alterando ao longo do ensaio não só pela aceleração do processo de hidratação facilitado pela pressão de água imposta, como também pela danificação e colmatação de alguns poros devido ao escoamento sob pressão através deles. Assim o escoamento diminui significativamente com o tempo de ensaio (Coutinho, 1998).

1.5.1.2. Deterioração do betão devido a acções mecânicas e retracção

Existem diferentes processos de deterioração do betão por acções físicas, entre os quais se pode referir o impacto, sobrecargas, assentamentos, deformações, gradientes térmicos, por ciclo gelo/degelo,

erosão, abrasão (Coutinho, 1998). A retracção das argamassas e betões resulta da retracção da própria pasta de cimento, a qual exerce portanto tensões sobre o agregado. Não há uma relação bem definida entre a retracção da pasta de cimento e a das argamassas ou betões com aquela confeccionados. A causa deste facto reside na circunstância da retracção da argamassa ou betão resultar também das tensões impostas ao agregado, tensões que não seguem necessariamente as leis da retracção, pois dependem da relaxação da pasta de cimento, que por sua vez está relacionada com os componentes hidratados do cimento e, provavelmente, outros parâmetros ainda não conhecidos (Coutinho; Gonçalves, 1997). No entanto, no âmbito deste estudo, apenas se discutirá de forma aprofundada a acção da retracção.

A variação das dimensões das peças de cimento, argamassa ou betão, que se verifica desde o final da compactação até ao estado de equilíbrio com o ambiente, a temperatura e humidade constantes e na ausência de qualquer tensão aplicada, pode ser uma retracção ou uma expansão. Designa-se por retracção a diminuição de dimensões provocada geralmente pela secagem e por expansão o aumento das dimensões, geralmente em meio húmido. O fenómeno mais importante e frequente é a retracção, termo que, por facilidade de expressão, se utiliza por vezes de forma genérica, englobando a expansão. As causas destas variações de volume, a temperatura constante, são:

- Antes da presa:
 1. Assentamento dos materiais que compõem o betão e evaporação da água à superfície.
- Após a presa:
 1. Volume dos produtos da reacção dos componentes do cimento com a água, inferior à soma dos volumes desta com o dos componentes anidros;
 2. Movimento da água, que pode sair por evaporação ou entrar por capilaridade, permeabilidade ou ainda por condensação capilar (retracção de secagem, hidráulica ou simplesmente retracção).
 3. Passagem da água livre do interior das pastas de cimento, argamassas e betões, a combinada, adsorvida e zeolítica, devido à hidratação contínua do cimento, e que se verifica na ausência de trocas de humidade com o exterior (retracção autógena);
 4. Aumento da temperatura – por exemplo, devido ao calor de hidratação – e posterior arrefecimento
 5. Combinação do dióxido de carbono da atmosfera com os componentes hidratados do cimento, especialmente o hidróxido de cálcio, a qual origina produtos sólidos com volume inferior à soma dos volumes de dióxido de carbono com os componentes hidratados (retracção por carbonatação) (Coutinho; Gonçalves, 1997).

A hidratação contínua, através de um fornecimento constante de água, conduz à expansão mas, quando não é permitido o movimento de água de ou para a pasta de cimento, ocorre retracção. Esta é consequência da remoção de água dos poros capilares devido à hidratação de partículas de cimento ainda não hidratadas, processo conhecido como retracção autógena. Na prática, este tipo de retracção ocorre no interior de uma massa de betão. A contracção da pasta de cimento é restringida pelo esqueleto rígido formado pelas partículas de cimento já hidratadas e pelas partículas de agregado. A retracção autógena tende a aumentar com o aumento da temperatura, com o aumento do conteúdo e finura do cimento, e com cimentos com elevado conteúdo de C_3A e C_4AF (Neville, 1998).

A saída de água de um betão armazenado num ambiente não saturado causa retracção por secagem. Uma fracção deste movimento é irreversível e deve ser distinguida do movimento reversível de água, causada pelo armazenamento alternado, em condições secas e húmidas. A alteração de volume causada pela secagem de betão não é igual ao volume de água removido. A perda de água livre, que ocorre em primeiro lugar, causa pequena ou nenhuma retracção. À medida que a secagem continua, a água adsorvida é removida e a alteração do volume da pasta de cimento neste estágio é aproximadamente igual à perda de uma camada de água de espessura molecular, da superfície de todas as partículas de gel. É também possível que a retracção, ou pelo menos parte dela, esteja relacionada com a remoção de água intracristalina. Não é, no entanto, certo que o movimento de água associado à retracção seja inter ou intracristalino (Coutinho; Gonçalves, 1997, Neville, 1998).

As reacções químicas ligadas ao endurecimento do betão prolongam-se durante muito tempo (anos) e causam uma diminuição de volume por secagem designada por retracção de endurecimento ou simplesmente, retracção. A retracção é em parte, reversível, isto é, se a humidade voltar a aumentar, o betão aumenta de volume e também é compensada pelo fenómeno da fluência. A retracção é um fenómeno que não se verifica apenas em betão jovem, na medida em que basta uma variação brusca da humidade relativa ambiental para o provocar, por exemplo mudanças no sistema de ar condicionado, aquecimento, etc. (Coutinho, 1998).

A retracção é um fenómeno complexo dependendo de vários factores, entre os quais o meio ambiente que circunda a estrutura e, portanto, da temperatura, humidade, vento, etc., da natureza e quantidade do agregado, da natureza e dosagem do cimento, da quantidade de água de amassadura usada, da utilização de adjuvantes ou adições, isto é, da composição do betão e ainda da colocação, compactação, cura (Neville, 1998). No entanto, na retracção, tal como foi referido anteriormente, há a considerar duas fases: a plástica, que se processa enquanto o betão não tem qualquer resistência, e a que surge após a presa, e que compreende a retracção autógena, por secagem e por carbonatação. A variação de volume devida à retracção autógena e por secagem pode resultar em fissuração com reflexo na durabilidade do betão. No caso particular de betão pré-esforçado, a retracção por secagem contribui para a perda de tensão nos cabos de pré-esforço (Proença, 2004).

É de referir que o Eurocódigo 2 (2004) aborda o fenómeno de retracção para o projecto de estruturas de betão armado e pré-esforçado, apresentando expressões para seu cálculo e tabelas quando não seja necessário grande precisão (Coutinho, 1998).

Mitigar o efeito nefasto da retracção nas estruturas de betão armado/pré-esforçado é possível, existindo actualmente à disposição dos agentes de construção civil, não só conhecimentos acerca do material betão, como também produtos químicos capazes minimizar ou mesmo eliminar esses efeitos.

O uso de uma baixa dosagem de cimento associado a uma baixa quantidade de água de amassadura no betão concorre para a diminuição da retracção. Os superplastificantes são correntemente utilizados para obter a trabalhabilidade desejada em betões com pouca água de amassadura, contribuindo assim para a diminuição da retracção (Proença, 2007).

A incorporação de produtos químicos no betão pode conduzir a modificações na microestrutura da pasta de cimento endurecida, com alteração da estrutura porosa; esta estrutura controla a distribuição da humidade, os processos de transporte e difusão da água e consequentemente, a condutividade térmica, o desenvolvimento de resistência, a condutibilidade térmica, a fluência e a retracção. A composição química do superplastificante determina o grau de alteração dessa estrutura e, portanto, o comportamento do betão. Os adjuvantes que reduzem a retracção do betão são adjuvantes recentes que, além de possuírem um efeito plastificante, têm por finalidade diminuir a retracção do betão. O

efeito conseguido depende do adjuvante e da composição do betão, podendo a redução da retracção atingir 60% (Proença, 2007).

1.5.1.3. Deterioração do betão devido a acções químicas

Em certas condições, a durabilidade do betão pode ser determinada pela deterioração do betão resultante de reacções químicas de substâncias agressivas com certos componentes do betão. Estas substâncias podem fazer parte da constituição do betão ou serem exteriores ao mesmo, podendo estas últimas serem transportadas para o interior do betão. A temperatura influi na velocidade das reacções, na medida em que um aumento da temperatura facilita a mobilidade dos iões e moléculas dos reagentes e a água é absolutamente necessária, no estado líquido ou gasoso, para que se verifiquem reacções. A velocidade com que as substâncias agressivas entram em contacto com o componente do betão com quem reagem, isto é, a sua facilidade de acesso, depende da rede porosa do betão – porosidade e porometria. As reacções mais importantes que conduzem à deterioração do betão são:

- A reacção de ácidos, água, sais de magnésio e sais de amoníaco com o cimento hidratado;
- A reacção de sulfatos com os aluminatos do cimento hidratado e/ou dos agregados;
- A reacção dos álcalis com os agregados reactivos – sílica, silicatos e carbonatos (Coutinho, 1998).

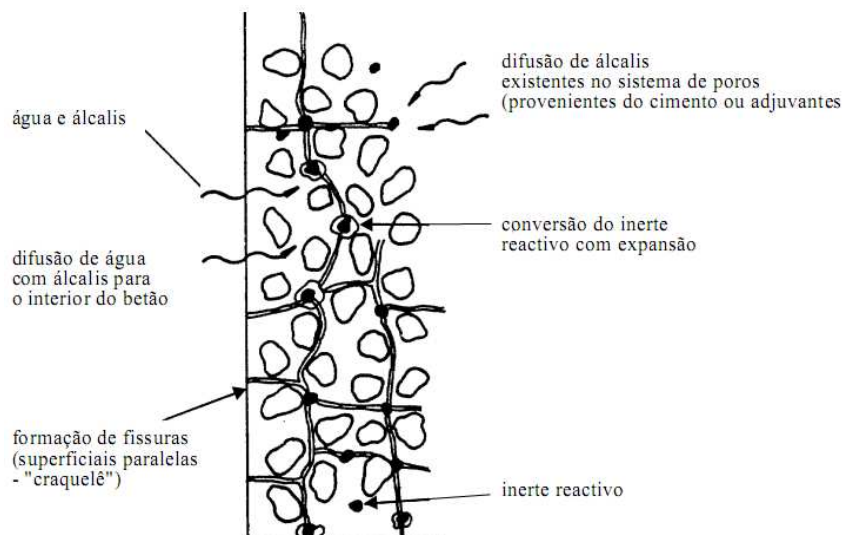


Fig.15 – Esquema do efeito de reacção álcalis-agregado (CEB, 1992 cit. por Coutinho, 1998).

Na possibilidade de ataque por ácidos, descalcificação por dissolução – água descarbonante – ataque por sais magnésio ou sais amoniacaais será importante definir a quantidade de substância agressiva com a qual o betão estará em contacto, para se estabelecer a variação, em função do tempo, da espessura corroída do betão, supondo que se verifica uma completa conversão (do ácido no respectivo sal, etc.). Como medida para evitar este tipo de deterioração, se a substância agressiva existe em concentrações elevadas será conveniente usar protecção adicional. Em todo o caso refere-se que os cimentos Portland compostos ou com adições (escórias de alto forno, pozolana ou sílica de fumo) tem demonstrado mais eficiência em relação ao cimento Portland normal (Coutinho, 1998).

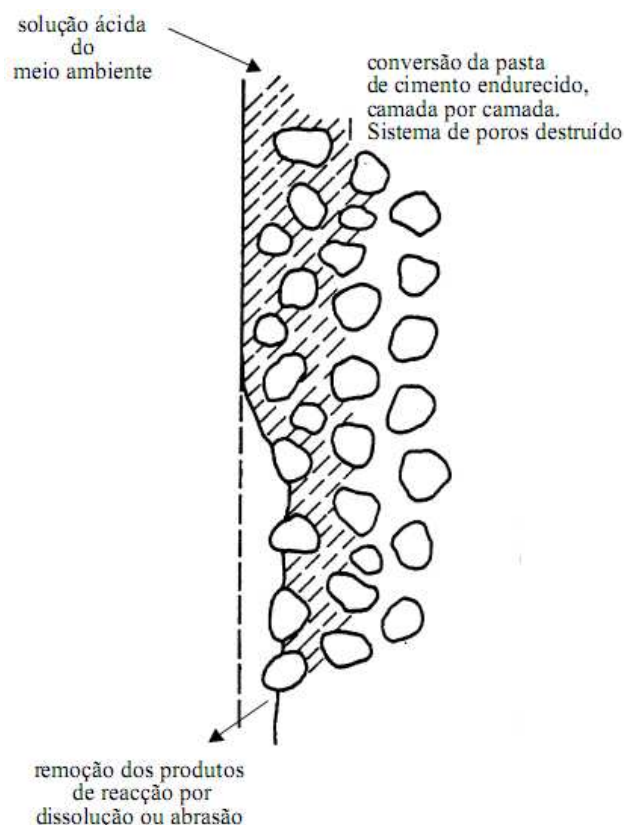


Fig.16 – Ataque ácido (CEB, 1992 cit. por Coutinho, 1998).

O ataque ao betão pelo primeiro tipo de reacção, é um tipo de ataque radical – todos os compostos da pasta cimentícia são convertidos. O ataque ao betão pelos últimos dois tipos de reacção referidos (reacção dos sulfatos com os aluminatos do cimento hidratado ou dos agregados e reacção dos álcalis com os agregados) dá-se apenas com parte dos componentes do cimento pelo que a permeabilidade é um factor determinante na evolução do processo (Coutinho, 1998).

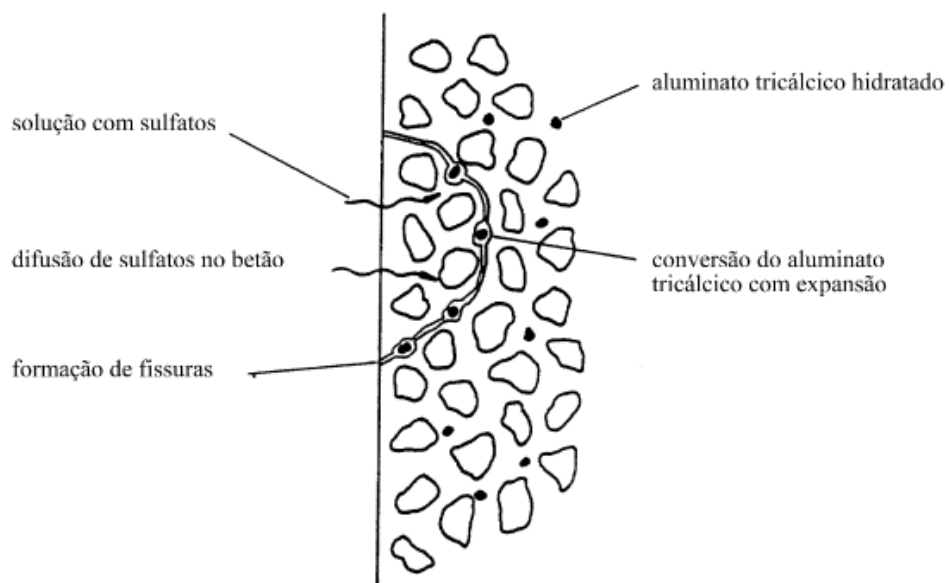


Fig.17 – Efeito de ataque por sulfatos (CEB, 1992cit. por Coutinho, 1998).

1.5.1.3.1. Corrosão das armaduras

O mecanismo de corrosão da armadura é aceite como sendo de natureza electroquímica (American Concrete Institute, 2002 cit. por Maaddawy; Soudki, 2007). Da alcalinidade do betão resulta a formação de um filme passivo de óxidos de ferro na zona de interface armadura betão que protege a armadura da corrosão. A passivação da armadura pode ser destruída por carbonatação ou pela acção de iões cloretos. A partir do momento em que a película passiva é destruída, na presença de humidade e oxigénio, inicia-se a corrosão, resultando na formação de produtos expansivos (comummente designados de ferrugem), que ocupam um volume várias vezes superior ao ocupado originalmente pela armadura. Estes produtos expansivos da corrosão geram tensões de tracção no betão que rodeia a armadura. Estas tensões podem conduzir à formação de fissuras e à destruição da camada de betão de recobrimento. A previsão do tempo de formação de fissuras derivadas da corrosão da armadura é um elemento chave na avaliação da vida de serviço de estruturas de betão nas quais a corrosão já se iniciou. Tal deve-se ao facto de o aparecimento da primeira fissura derivada da corrosão da armadura ser usualmente utilizada para definir o fim da vida útil da estrutura, na qual é necessário reabilitar o elemento estrutural onde ocorreu corrosão (Tuutti, 1980, Weyers, 1998 cit. por Maaddawy; Soudki, 2007). A resistência da interface armadura betão em betão armado onde a corrosão se iniciou, aumenta inicialmente com o desenvolvimento da corrosão até ao momento em que ocorre a fissuração devida aos produtos expansivos. Após esse instante, a resistência da ligação diminui à medida que a corrosão progride (Fédération International du Béton, 2000 cit. por Maaddawy; Soudki, 2007).

A corrosão do aço em meio húmido é devido a uma corrente eléctrica entre as áreas anódicas e catódicas provocada por um fluxo de electrões. No ânodo verifica-se a dissolução do ferro, isto é, a formação de iões ferro com a libertação de electrões que se deslocam pela armadura até ao cátodo onde, em geral, se combinam com oxigénio e água aí presentes, formando iões oxidrilo. Estes deslocam-se através da solução electrolítica até ao ânodo, reagindo com o ião ferro, produzindo-se ferrugem. A ferrugem tem um volume superior ao volume inicial do ferro provocando fissuração do betão envolvente e a dissolução do ferro origina a redução da secção da armadura (Coutinho, 1998).

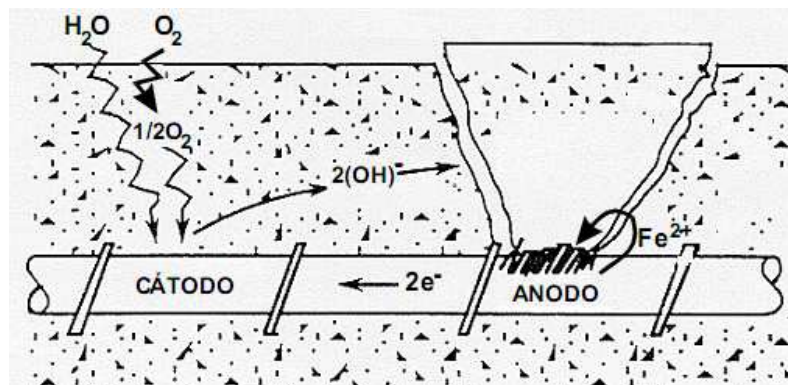


Fig.18 – Processos anódico e catódico na corrosão (adaptado de Richardson, 1992/93 cit. por Coutinho, 1998).

De forma simplificada, após a despassivação das armaduras a corrosão pode iniciar-se desde que exista humidade e oxigénio suficientes e pode ser dividida em dois processos – o processo anódico e o catódico. O processo anódico consiste na dissolução do ferro com libertação de electrões. Os iões ferro, carregados positivamente passam à solução e os electrões livres que se libertam deslocam-se pela armadura até ao cátodo. Esta constitui a reacção anódica principal. Existem, no entanto, reacções anódicas secundárias que produzem efeitos importantes. Os produtos de corrosão provenientes das reacções anódicas secundárias podem também formar películas protectoras à superfície do aço. As reacções secundárias originam libertação de iões hidrogénio, que pode originar acidez local no betão

da zona anódica, embora não alterando o pH total. O desenvolvimento destas reacções depende de variados factores como o teor de água no betão, composição da solução intersticial, o pH, etc. Todas elas são rápidas e portanto condicionadas pelas velocidades de transporte dos reagentes e produtos (Coutinho, 1998).

O processo catódico consiste essencialmente na reacção do oxigénio, com a água e dois electrões provenientes da reacção anódica, dando origem iões hidróxido. Portanto os electrões sobranes, resultantes da dissolução do ferro no processo anódico, deslocam-se pela armadura até ao cátodo, combinando-se com oxigénio e água, formando iões oxidrilo. A velocidade desta reacção dependerá sobretudo, da concentração de oxigénio e portanto do grau de arejamento e da temperatura. De facto a presença de oxigénio é o factor primordial condicionante desta reacção podendo-se considerar que a corrente catódica é condicionada pela difusão de oxigénio no betão. Outra reacção catódica que ocorrerá em condições menos frequentes de betão húmido e presença de substâncias redutoras, é a reacção de iões de hidrogénio com os electrões da reacção anódica dando origem a hidrogénio na sua forma molecular (Coutinho, 1998).

Voltando à reacção principal catódica, depois da dissolução do ferro, o ião ferro acaba por se combinar com o ião oxidrilo que entretanto se deslocou através da solução, a partir do cátodo, onde se havia formado. Quer dizer que, a solução passa a ser uma solução electrolítica, permitindo transporte iónico e constituindo com o ânodo, o cátodo e a armadura que permite a condução de electrões, uma verdadeira pilha electroquímica. O resultado da combinação, junto do ânodo, do ião ferro com o ião oxidrilo é a ferrugem que, pelo menos teoricamente, se pode denotar por óxido de ferro (na prática a ferrugem é um composto mais ou menos hidratado). Portanto, no cômputo geral, apenas o oxigénio é consumido, para depois formar ferrugem, sendo a água apenas necessária para constituir a referida solução electrolítica. Assim, após a despassivação das armaduras, a corrosão não ocorrerá se o betão estiver seco, pois, o processo electrolítico é impedido e a corrosão também não se verificará em betão totalmente saturado em virtude de não ocorrer difusão de oxigénio (Coutinho, 1998).

A corrosão das armaduras pode ocorrer de três formas:

- Localizada;
- Generalizada;
- Sob tensão (localizada) (Coutinho, 1998).

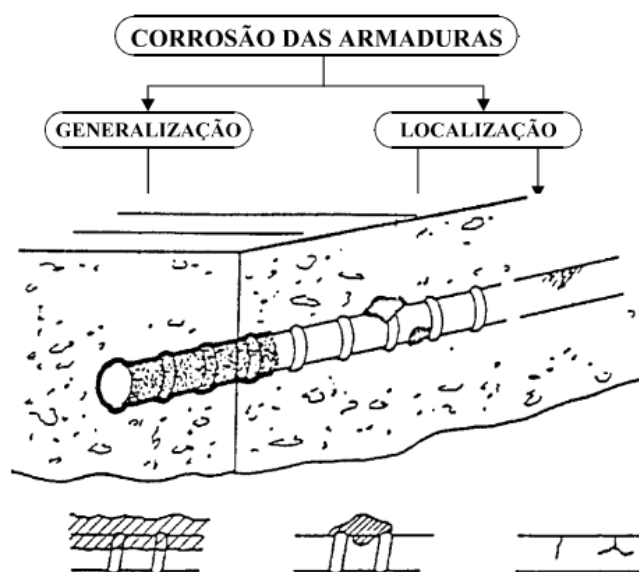


Fig.19 – Tipos de corrosão das armaduras (Salta, 1996 cit. por Coutinho, 1998).

A causa principal de corrosão localizada é a presença de cloretos provocando "picadas" no aço pois a película passiva apenas desaparece em pequenas superfícies tal que reduzidas áreas anódicas e grandes superfícies catódicas existem à superfície das armaduras, causando reduções locais substanciais nas secções das armaduras. Os iões cloreto actuam como catalisadores na "picada", que actua como ânodo e intervêm nas reacções, acelerando a dissolução do ferro. Na zona anódica (picada) verifica-se a dissolução do ferro, isto é, iões positivos de ferro passam à solução. Os electrões formados nas armaduras combinar-se-ão, no cátodo com água e oxigénio, formando iões oxidrilo. Estes iões oxidrilo, mais tarde ou mais cedo, combinar-se-ão formando ferrugem (Coutinho, 1998).

A película passiva, no processo anódico, é pontualmente destruída formando-se as referidas "picadas", mas no processo catódico a película não é destruída, continuando intacta, podendo as áreas catódicas serem muito grandes. Assim devido à presença de cloretos no betão armado formam-se verdadeiras pilhas electroquímicas. No entanto, refere-se que, embora a corrosão localizada seja na maioria dos casos devido à presença de cloretos acima de um certo valor crítico, a presença de iões como sulfatos, provenientes das matérias primas de betão ou do meio ambiente – provenientes da poluição industrial ou urbana – que, tal como os cloretos, são iões de raio iónico pequeno que podem formar compostos solúveis, se existirem em concentrações superiores a um dado valor crítico podem também despassivar as armaduras e provocar o mesmo tipo de corrosão localizada (Coutinho, 1998).

A cinética da corrosão, que depende do maior ou menor fluxo de corrente electrolítica para o qual contribuirão todas as situações que gerem diferenças de potencial, será tanto maior quanto mais heterogeneidades existirem à superfície do aço, tais como imperfeições na rede cristalina, inclusões, zonas mais oxidadas que outras, fissuras etc., também evoluirá quer com diferenças de pH quer com diferenças de concentração de oxigénio acessível, ambas provocadas por variações de permeabilidade do betão envolvente e também progredirá no caso em que se manifestem correntes de interferência em estruturas com continuidade eléctrica actuando durante períodos longos, por exemplo, em caminhos de ferro (Coutinho, 1998).

As pilhas electroquímicas constituídas por zonas localizadas anódicas e zonas amplas não corroídas, catódicas, podem-se subdividir em microcélulas e macrocélulas conforme respectivamente a área catódica se localiza próximo ou bastante distanciada da área anódica. A corrosão macrocelular pode-se mesmo verificar em zonas onde o acesso de oxigénio é impedido pois o betão tem humidade suficiente para a condução electrolítica se realizar a distâncias consideráveis (Coutinho, 1998). Por outro lado, na corrosão generalizada a despassivação das armaduras já não se dá a nível pontual como na corrosão localizada, mas em toda a superfície da armadura. A despassivação geral poderá ser consequência da carbonatação do betão de recobrimento, penetração de cloretos até à armadura ou lixiviação de álcalis. A corrosão generalizada tem como efeito a redução da secção transversal das armaduras e fissuração do betão de recobrimento pois os produtos formados – a ferrugem, tem um volume superior ao aço, teoricamente podendo ir até um valor 600% superior ao volume de origem (CEB, 1992, Salta, 1996 cit. por Coutinho 1998). Os produtos formados dependem da quantidade de oxigénio disponível (Coutinho, 1998).

Na corrosão generalizada a consequência mais importante não é tanto a perda de secção transversal das armaduras, que se dá de um modo mais "suave" e menos em profundidade, comparando com a corrosão por picadas, mas sim a fissuração do betão de recobrimento que permite o acesso ainda mais fácil do oxigénio e humidade necessários à progressão da corrosão podendo chegar a provocar delaminação do betão de recobrimento (Coutinho, 1998).

O aço pré-esforçado está também sujeito a dois tipos de corrosão – corrosão sob tensão e fragilização por hidrogénio. Estes tipos de corrosão só ocorrem após perda da película de passivação, pelo menos

localmente. É de lembrar que a película não se destrói se as armaduras de pré-esforço estiverem totalmente envolvidas por betão são ou calda de injeção. O aço de pré-esforço está sujeito a um tipo de corrosão designada por corrosão provocada por tensão ou sob tensão, que resulta da distribuição não uniforme de tensão na armadura. De facto os processos de fabrico conduzem a heterogeneidades no metal, levando a que o aço esteja traccionado ou comprimido mais numas zonas do que noutras. Nesses pontos, onde a tensão é muito elevada e permanente o alongamento do metal provoca, a nível atómico, dilatação das órbitas dos electrões, tornando-os mais susceptíveis de saírem dessas órbitas, permitindo a destruição da película passiva e fissuração muito localizada, desencadeando-se o processo anódico nas extremidades dessas fissuras levando à propagação de fissuração e corrosão. Assim, um meio ambiente que não provoque corrosão da armadura em betão armado já poderá provocar corrosão no aço sob tensão elevada. Para além disso, quando se usem elementos com aço de pré-esforço, as secções são muito mais pequenas, relativamente às do betão armado e portanto no caso de corrosão, a perda de secção transversal tem muito mais impacto: Por exemplo a formação de ferrugem numa profundidade de 1mm num fio de 5mm de diâmetro corresponde a uma perda da área de secção da armadura de 36% e a mesma profundidade de 1mm num varão de 30mm de diâmetro representa uma perda de apenas 7% (Coutinho, 1974).

Existe um segundo tipo de corrosão que pode causar rotura, sem aviso, da estrutura de betão pré-esforçado que é designado por corrosão fragilizante por hidrogénio e é consequência de um processo catódico. Em determinadas condições, betão húmido e presença de substâncias redutoras, pode-se verificar, como reacção catódica, a reacção de iões de hidrogénio com electrões, originando hidrogénio molecular. O hidrogénio molecular assim formado provoca tensões internas brutais no interior do aço, podendo levar à fissuração do aço e consequente corrosão (Coutinho, 1998).

O fenómeno de passivação impede assim a corrosão do aço mesmo que estejam satisfeitas todas as outras condições que levam à corrosão das armaduras (humidade e oxigénio). Resumindo o que anteriormente foi exposto, a despassivação das armaduras, isto é, a destruição da película passivante, pode ocorrer através de dois fenómenos:

- Decréscimo do pH do betão (abaixo de 8 a 9,5), sobretudo devido à acção do dióxido de carbono no betão de recobrimento (carbonatação) ou, por vezes, à lixiviação de álcalis provocada por água corrente que pode ocorrer em zonas sensíveis da estrutura por exemplo em juntas de construção ou zonas fendilhadas quando o betão é de má qualidade – ninhos de pedra, razão água cimento elevada;
- Penetração de agentes despassivantes sobretudo cloretos, no betão de recobrimento até às armaduras. Quando a concentração de cloretos excede determinado valor crítico, a película passiva é destruída e poder-se-á dar início à corrosão do aço (Coutinho, 1998).

De seguida apresenta-se uma descrição mais pormenorizada dos dois fenómenos mais importantes que intervêm na despassivação das armaduras e que actuam ao nível do betão de recobrimento: carbonatação do betão, penetração de cloretos e ataque por sulfatos.

1.5.1.3.2. Carbonatação

A durabilidade do betão pode ser alterada pela acção de fenómenos designados por carbonatação do betão de recobrimento das armaduras ou, em muito menor escala, pela lixiviação de álcalis – iões sódio e potássio – na medida em que são fenómenos que podem conduzir à despassivação das armaduras, isto é, à destruição, pela diminuição de alcalinidade da película passiva que impede a dissolução do ferro das armaduras (Coutinho, 1998). Carbonatação é o resultado da reacção química

entre o dióxido de carbono e os compostos hidratados do betão, resultando na formação de calcite e água. O mecanismo de degradação é actualmente bem conhecido e os modelos (Bary B., 2004, Papadakis, *et al.*, 1991a, Papadakis, *et al.*, 1991b, Thiery, *et al.*, 2006 cit. por Rozière, *et al.*, 2009) descrevem a propagação da frente de dissolução, principalmente nas pastas e betão de cimento Portland (Rozière, *et al.*, 2009). Apesar da carbonatação ser usualmente considerada menos severa que a acção de iões cloreto, a sua acção é mais distribuída uma vez que envolve dióxido de carbono proveniente do ar. Para além disto, a carbonatação combinada com o ingresso de iões cloreto reduz a durabilidade de betões expostos a saís descongelantes e a ambientes marítimos porque a carbonatação acelera a penetração de iões cloreto (Reddy, *et al.*, 2002 cit. por Rozière, *et al.*, 2009). Por outro lado, a ductilidade do betão diminuiria com o aumento do grau de carbonatação (Chang; Chen, 2005 cit. por Rozière, *et al.*, 2009).

A difusão do dióxido de carbono no betão ocorre do exterior para o interior e portanto a carbonatação começa desde a superfície e vai penetrando lentamente para o interior, segundo a velocidade de difusão do dióxido de carbono. A difusão de uma substância resulta da tendência das diferentes concentrações em se equilibrarem e no caso de dióxido de carbono o gradiente de concentrações é devido à reacção do dióxido de carbono, sobretudo com os hidróxidos da pasta de cimento hidratado que se verifica apenas na presença de água, isto é, a difusão do dióxido de carbono dá-se através da película de água que forra as paredes dos poros, até à superfície do mesmo, onde se combina com os hidróxidos. Assim, a difusão de dióxido de carbono e, portanto, a carbonatação não ocorre em betão totalmente seco, nem em betão totalmente saturado. Neste último caso, o acesso do ar contendo dióxido de carbono é impedido. Verifica-se no entanto que a variação do grau de carbonatação com a humidade relativa do ar, é máxima para condições de ambiente entre 40 a 80% de humidade relativa. Nas condições ambientais anteriormente apresentadas, também é máximo o ritmo a que a corrosão das armaduras ocorre. As reacções de carbonatação são muito lentas e à medida que a carbonatação avança essas reacções são dificultadas pela da formação de calcite – carbonato de cálcio – que substitui o hidróxido de cálcio cristalizado e, conseqüente, provoca a diminuição da porosidade e permeabilidade, dificultando o acesso de dióxido de carbono. O parâmetro de qualidade do betão com maior influência na evolução da carbonatação é, portanto, a permeabilidade, que para uma determinada exposição ambiental – humidade, temperatura, acesso e concentração de dióxido de carbono, etc. – é sobretudo condicionada pela estrutura de poros e fendas. A rede de poros e fendas é consequência de inúmeros factores, principalmente da composição do betão, em especial da relação água cimento, natureza e dosagem do cimento, adjuvantes, etc., e ainda da cura, compactação e idade do betão (Coutinho, 1998).

É sabido que a profundidade de carbonatação de um dado betão progride com a duração do tempo de exposição. No entanto, o ritmo a que a carbonatação ocorre diminui com o aumento do período de tempo e é usualmente considerado proporcional à raiz quadrada do tempo de exposição. Mesmo nas condições de carbonatação acelerada, as profundidades de carbonatação estão em proporção com a raiz quadrada do tempo de exposição, tal como acontece nos casos de exposição natural interior e exposição natural exterior abrigada (Japan Society of Civil Engineering, 1988, Wierig, 1984, cit. por Sisomphon; Franke, 2007). O ensaio de carbonatação acelerada é um ensaio essencial no estudo da carbonatação. No entanto, na prática, as profundidades de carbonatação em condições normais de exposição são a informação mais importante, em particular, do ponto de vista da concepção de estruturas de betão armado. A profundidade de carbonatação em condições de exposição normais é um condicionamento importante na determinação da espessura de recobrimento e na estimativa da vida útil da estrutura. A profundidade de carbonatação sob condições ambientais reais pode ser estimada a partir dos resultados do ensaio de carbonatação acelerada (Sisomphon; Franke, 2007).

A lei da difusão de Fick, que estabelece a relação da profundidade de carbonatação com a raiz quadrada do tempo de exposição, é estabelecida baseando-se num steady-state condition, para que cada amostra possua um coeficiente de carbonatação constante. No entanto, na realidade, a própria reacção de carbonatação influencia a estrutura porosa, em particular, o volume dos poros, reduzindo-o. Se a redução da difusão ou o coeficiente de carbonatação forem considerados como parâmetros, o coeficiente de difusão deverá diminuir em função do tempo (Dhir, *et al.*, 1989, Jiang, *et al.*, 2000, Roy, *et al.*, 1996, Schießl, 1976, Wierig; Scholz, 1984 cit. por Sisomphon; Franke, 2007).

Os recentes desenvolvimentos de requisitos, para a durabilidade do betão, baseados no desempenho demonstram a necessidade de estabelecer indicadores relevantes que possam ser aplicados a todos os ligantes e que possam ser facilmente determinados (Baroghel-Bouny, 2004, Basheer, *et al.*, 2001, Chang, *et al.*, 2004 cit. por Rozière, *et al.*, 2009). A maioria dos estudos experimentais lidou com o efeito da compacidade do betão através da variação da razão água/cimento, uma vez que este é o parâmetro mais importante quando se trata da durabilidade do betão. No entanto, aquando da execução de estruturas de betão, as misturas são usualmente concebidas com a máxima razão água cimento permitida pelas normas aplicáveis ao caso, variando outros parâmetros, como por exemplo, o agregado e os tipos de ligante. Como a aferição da vida útil de uma estrutura de betão, dada a composição da mistura, ainda é complicado de se fazer, as normas de betão usualmente dependem de especificações prescritivas, assumindo estas se traduzirão numa durabilidade apropriada (Rozière, *et al.*, 2009).

A norma NP EN 206 – 1 (2007) permite que os limites impostos por esta para as propriedades do betão sejam, alterados, através do conceito do betão equivalente. O desempenho equivalente tem de ser demonstrado através da comparação com uma mistura de betão de referência, que cumpra o prescrito pela norma para a exposição em causa. Esta comparação pode ser realizada através de ensaios avaliadores da durabilidade do betão, desde que estes forneçam uma classificação fidedigna do desempenho do betão exposto a dada degradação, como por exemplo a carbonatação (Rozière, *et al.*, 2009). No caso específico de Portugal, a especificação LNEC E 464 (2005) recorre a um conjunto de ensaios:

- Carbonatação acelerada, permeabilidade ao oxigénio e resistência à compressão para a classe de exposição XC;
- Coeficiente de difusão de cloretos, absorção capilar e resistência à compressão para as classes XS e XD.

O conceito de betão equivalente permite qualificar uma mistura que não cumpre o prescrito pela norma como passível de ser utilizada, desde que o seu desempenho em ensaios laboratoriais seja, pelo menos, tão bom quanto o desempenho de um betão que cumpra os requisitos normativos. Assim sendo, a especificação LNEC E 464 (2005) define o intervalo de variação no qual os resultados dos ensaios se devem encontrar para que a mistura em causa possa ser utilizada.

Foi neste contexto que Emmanuel Rozière, *et al.* (Rozière, *et al.*, 2009) desenvolveu o seu estudo, isto é, avaliar quais os ensaios que permitiam aferir a durabilidade potencial de betões expostos à carbonatação. Este autor concluiu que indicadores gerais para a durabilidade potencial, como por exemplo, a porosidade à água, permeabilidade ao gás e a difusão de iões cloreto, não permitia aferir de forma fidedigna a resistência do betão à carbonatação. No entanto, os indicadores referidos anteriormente forneceram informações acerca da influência da cura (Rozière, *et al.*, 2009). Para além disto, este estudo avaliou ainda a capacidade dos ensaios de carbonatação acelerada fornecerem estimativas fidedignas e conclui que, tal como Baroghel-Bouny V. havia reportado, o ensaio de carbonatação acelerada fornece resultados consistentes com aqueles obtidos em provetes carbonatados por acção do meio ambiente (Baroghel-Bouny, *et al.*, 2004 cit. por Rozière, *et al.*, 2009).

1.5.1.3.3. Cloretos

A penetração de cloretos para o interior do betão pode processar-se por diferentes mecanismos, tais como:

- Difusão por diferenças de concentração de cloretos
- Absorção de água com cloretos por sucção capilar ou através de fissuras
- Permeação por diferenças de pressão (Coutinho, 1998).

Em geral a penetração de cloretos resulta da combinação de vários mecanismos sendo um deles predominante. No caso de o betão ser suficientemente compacto e não ter fissuras é o fenómeno da difusão o mais importante. Se o betão é de pior qualidade, mais poroso ou com fissuras, a absorção será o mecanismo preponderante (Coutinho, 1998).

A difusão de cloretos processa-se na película de água que forra a superfície dos poros maiores, não saturados, e na água dos poros saturados. Os poros maiores têm sempre uma película de moléculas de água adsorvidas à sua superfície, e os microporos estarão saturados em maior ou menor grau. A humidade relativa do ar vai fazer variar a espessura dessa película de água nos poros não saturados e a quantidade de microporos saturados. Portanto o processo de difusão vai ser mais intenso quando essa espessura for maior e mais microporos estiverem saturados, sendo quase anulado quando a espessura da película for muito reduzida nos poros maiores e quando um número reduzido de microporos estiverem saturados. No caso de imersão total, a penetração no betão de água com cloretos verifica-se em primeiro lugar, devido ao mecanismo de absorção e, muito provavelmente por diferenças de pressão – permeação. O movimento da água, e portanto o transporte de cloretos nela dissolvidos, continuará apenas se se verificar evaporação nas superfícies do betão expostas ao ar. A velocidade de transporte de água através da rede de poros e fendas do betão dependerá então da relação entre a taxa de evaporação, a sucção capilar e a pressão hidráulica. Em condições ambientais em que o betão esteja sujeito a ciclos alternados de secagem e molhagem com água contaminada com cloretos, o teor de cloretos à superfície do betão tende a aumentar bastante. No início da molhagem, os cloretos dissolvidos penetram no betão por absorção capilar, passando, alguns deles, para a pasta cimentícia por difusão e durante a secagem permanecem no interior dos poros, fixando-se por absorção juntamente com moléculas de água que formam a película que reveste o interior do poro, mesmo no caso de humidade relativa ser baixa. O processo de difusão dos iões cloreto continua, portanto, mesmo no período de secagem, embora a diferente velocidade. No período seguinte de molhagem, com a penetração de mais água com cloretos, os iões absorvidos e ainda não difundidos para o interior da pasta fazem aumentar a concentração de cloretos na superfície dos poros e o processo de difusão para o interior é mais intenso. Assim, o perfil de cloretos é, em geral, diferente para condições de alternância de molhagem/secagem ou condições em que a humidade relativa é aproximadamente constante (Coutinho, 1998).

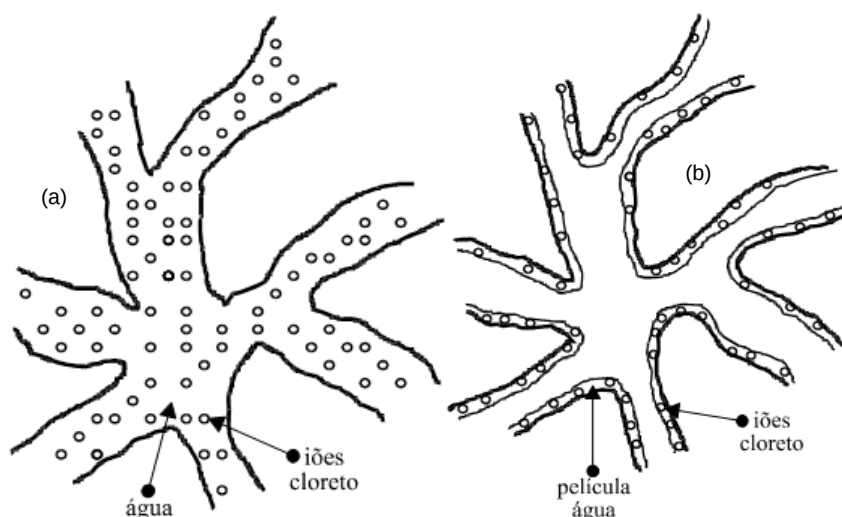


Fig.20 – Molhagem/secagem e penetração de cloretos (Coutinho, 1998).

Os íons cloreto passam então para a pasta cimentícia e esta tem capacidade química e física de fixar uma certa quantidade de íons cloreto nomeadamente podem ocorrer reacções entre os cloretos e o aluminato tricálcico ou com o silicato de cálcio hidratado (embora alguns autores refiram que esta reacção não será química mas sobretudo um processo de adsorção química) (Salta, 19961, cit. por Coutinho, 1998). É bem conhecida a capacidade do C_3A e do C_4AF para fixarem cloretos. A fixação de cloretos pode ser definida como a interacção entre a matriz cimentícia e os íons cloreto, resultando na remoção de íons cloreto da solução presente nos poros (Glass; Buenfeld, 1996 cit. por Ann; Song, 2007). Esta capacidade de fixar íons cloreto tem sido vista como importante na corrosão das armaduras das estruturas de betão uma vez que, de um ponto de vista químico convencional, íons cloretos que não estejam livres não participam no processo de corrosão (Neville, 1998). Assim, admite-se que uma maior capacidade para fixar cloretos está associada a um menor risco de corrosão (Ann; Song, 2007). Se o betão se encontrar carbonatado, íons cloreto até então combinados passarão a estar livres aumentando a concentração de cloretos na água dos poros do betão tornando o risco de corrosão mais elevado (Coutinho, 1998).

A presença de cloretos no betão pode despassivar as armaduras se a sua concentração exceder um determinado valor – o teor crítico de cloretos (TCC) – pois nesse caso destrói-se a película passiva por abaixamento do valor do pH e então poder-se-á dar início à corrosão no caso de o oxigénio e humidade serem suficientes (Coutinho, 1998). O TCC pode ser definido como o conteúdo de cloretos à profundidade da armadura que é necessário para destruir o filme passivo e assim iniciar o processo da corrosão (Schiessl; Raupach, 1990 cit. por Ann; Song, 2007).

O limite crítico de concentração de cloretos resulta do equilíbrio existente entre as três formas de cloretos no betão – cloretos livres, adsorvidos e quimicamente ligados (estes últimos como resultado da reacção com o aluminato, formando os cloroluminatos). São os cloretos livres aqueles que têm influência na corrosão das armaduras e as proporções entre as três formas de cloretos em equilíbrio. Consequentemente, o TCC depende de vários parâmetros entre os quais a humidade, a temperatura, a qualidade do betão, o seu grau de carbonatação, o estado da superfície do aço quando é usado na construção (se mais oxidado, mais baixo será o limite crítico), etc.. É normalmente apresentado como o rácio íons cloreto/íons hidróxido, o conteúdo livre de íons cloreto ou a percentagem de conteúdo total de íons cloreto em relação à massa de cimento.

Aferir o TCC é um elemento chave para estimar a vida de útil de estruturas expostas a cloretos. Uma definição possível de vida útil é o tempo necessário para que os processos de transporte aumentem o

conteúdo de cloretos à superfície das armaduras até ao TCC. A primeira medição do TCC foi efectuada por Hausman (Hausmann, 1967 cit. por Ann; Song, 2007) usando uma solução sintética de betão.

A medição do conteúdo ou perfil de cloretos para a determinação do TCC é realizada após a iniciação da corrosão. Existem duas etapas na medição do conteúdo de cloretos: amostragem e análise. A amostragem realmente envolve a moagem do betão e a colheita de pó a diversas profundidades. É essencial assegurar que existe uma porção de pasta de cimento aproximadamente igual em cada amostra, em relação à massa total de betão. Caso contrário, existe o risco de a amostra ser dominada por agregados de grandes dimensões (Ann; Song, 2007).

A concentração de cloretos livres, solúveis em água, pode ser medida a partir da solução obtida por ebulição em água da amostra de betão/argamassa moída (ASTM C1218, 1999). A concentração de iões cloreto pode ser determinada por potenciometria ou utilizado eléctrodos sensíveis à presença de cloretos; a concentração de cloretos é expressa como percentagem da massa de cimento ou betão. A medição dos cloretos solúveis em água, medidos por extracção em água, é dependente da finura da amostra pulverizada, da quantidade de água adicionada, da temperatura, do método de agitação e do tempo decorrido na extracção (Arya; Newman, 1990 cit. por Ann; Song, 2007). Um outro método consiste na extracção da solução presente nos poros da pasta de cimento sob pressões elevadas, sendo que através deste método se obtêm resultados mais fidedignos que aqueles obtidos pelo método descrito anteriormente (Tritthart, 1989 cit. por Ann; Song, 2007). No entanto, as elevadas pressões utilizadas no método anterior podem conduzir à libertação de iões cloreto que não se encontravam livres, conduzindo assim a uma estimativa exagerada do conteúdo de iões cloreto livres (Byfors, *et al.*, 1986, Glass, *et al.*, 1996 cit. por Ann; Song, 2007).

Apesar da importância do TCC, têm sido utilizados valores conservativos para rácio iões cloreto/iões hidróxido para estimar o período de tempo no qual não ocorre corrosão, uma vez que existe um nível de incerteza considerável na determinação dos limites reais, associados aos diversos ambientes, para a corrosão induzida por cloretos (Clear, 1986, Funahashi, 1990, Hooton, *et al.*, 2002, Liu; Weye, 1996, West; Hime, 1985 cit. por Ann; Song, 2007), isto é, os valores obtidos apresentam uma grande dispersão. Esta dispersão dos resultados é justificada por diversas razões, entre as quais, o método de medição utilizado, a forma como o TCC é apresentado, as condições da interface armadura/betão e a influência de factores ambientais. Por exemplo, a determinação do TCC usando uma solução sintética que reproduz o betão induz erros por não conseguir simular correctamente a interface que se gera quando o betão endurece em torno da armadura (Ann; Song, 2007).

A importância da presença de vazios adjacente à armadura embebida na pasta de cimento tem sido enfatizada, uma vez que a corrosão começa aí. Os vazios são usualmente gerados pela saída e/ou aprisionamento de bolhas de ar por baixo da armadura, na direcção perpendicular à direcção de colocação do betão, e o início da corrosão ocorre aí, independentemente dos cloretos serem de origem interna ou externa (Castel, *et al.*, 2003, Mohammed, *et al.*, 2004, Soylev; Francois, 2003 cit. por Ann; Song, 2007). Tal deve-se ao facto de os vazios, na vizinhança da armadura, saturados com solução intersticial, providenciarem um ambiente mais activo para as reacções electroquímicas, isto é, corrosão, do que a densa matriz cimentícia que relativamente restringe a passagem de corrente entre o ânodo e o cátodo. Hoje em dia é aceite que estes vazios na interface armadura/betão têm um efeito significativo no TCC. Este efeito é atribuído à ausência de produtos do cimento hidratados nestes locais que, caso estivessem presentes, ofereceriam resistência à diminuição do pH (Ann; Song, 2007). A importância dos vazios nas imediações da interface no TCC foi suportada experimentalmente por Yonezawa *et al.* (Yonesawa, *et al.*, 1988 cit. por Ann; Song, 2007), que mostrou uma forte correlação entre as condições da interface, isto é, adesão à pasta de cimento, e o TCC. No entanto, as conclusões

deste trabalho foram baseadas num número limitado de amostras (Ann, 2005 cit. por Ann; Song, 2007).

Apesar das condições físicas da interface armadura/betão, no que concerne ao conteúdo de vazios, influenciar o TCC, a quantificação do seu efeito ainda não foi realizado. Uma das razões é a dificuldade em medir o conteúdo de vazios nas imediações da interface de forma não destrutiva. Glass e Buenfeld (Glass; Buenfeld, 2000 cit. por Ann; Song, 2007) conseguiram medir os vazios nas imediações da interface armadura/betão com algum sucesso, recorrendo a um método baseado em ultra-sons. No entanto, esta técnica é apenas aplicável a vazios de maiores dimensões (Ann; Song, 2007).

Factores ambientais externos tais como a humidade relativa, a temperatura e o grau de humidade, também influenciam o TCC. Hussain *et al.* (Hussain, *et al.*, 1995 cit. por Ann; Song, 2007) reportaram que a temperatura a que o betão está exposto tem uma muito forte influência no TCC. Um aumento da temperatura de 20 para 70°C causou uma redução muito significativa no TCC. Para além disto, um aumento da temperatura diminuiu a percentagem de iões cloreto fixados pela pasta de cimento hidratada e diminuiu o pH da solução intersticial.

As armaduras podem ser protegidas adicionalmente através do tratamento do betão que as envolve quer por introdução de inibidores de corrosão durante a produção do betão quer por impregnação posterior (Fadayomi, 1997 cit. por Coutinho, 2001). A vantagem da utilização de inibidores de corrosão para prevenir a corrosão é que os inibidores estão bem distribuídos na massa de betão, o que significa que estes protegem toda a armadura. Os inibidores de corrosão modificam quimicamente a superfície da armadura de forma a mitigar ou prevenir o processo de corrosão (Craig; Wood, 1970 cit. por Ann; Song, 2007), possibilitando portanto, uma melhoria do TCC. Apesar de terem sido sugeridos inúmeros inibidores de corrosão, os efeitos prejudiciais de muitos deles limitam o seu uso comercial no betão (Craig; Wood, 1970 cit. por Ann; Song, 2007).

Actualmente, existem três grupos de inibidores à disposição no mercado:

- Nitrito de cálcio;
- Fosfato monofluretado de sódio;
- Misturas de inibidores orgânicos.

O nitrato de cálcio tem sido utilizado como um inibidor de corrosão no betão por um lado, devido ao seu efeito inibidor e, por outro, devido à sua compatibilidade com o betão (Rosenberg; Gaidis, 1978, Rosenberg, *et al.*, 1976 cit. por Ann; Song, 2007). Este inibidor aumenta a resistência à compressão em idades jovens e acelera o tempo de presa dentro dos limites admissíveis pelas normas (Chin, 1987 cit. por Ann; Song, 2007).

Diversos trabalhos têm mostrado que o nitrato de cálcio apresenta uma elevada eficácia na mitigação da corrosão induzida por cloretos, reduzindo o ritmo a que a corrosão ocorre e aumentando de forma significativa o tempo até que a corrosão ocorra (Ann, *et al.*, 2006, Berke, 1991, Berke; Hicks, 2004, Malik, *et al.*, 2004, Nmai; Krauss, 1994 cit. por Ann; Song, 2007). No entanto, o uso de betão de boa qualidade é aconselhável uma vez que aumenta o efeito inibidor do nitrato de cálcio. Gaidis *et al.* (Gaidis, *et al.*, 1978 cit. por Ann; Song, 2007) mostraram que o nitrato de cálcio era mais eficaz quando utilizado em betões de elevado desempenho – no que concerne à sua resistência – e, mais recentemente Montes *et al.* (Montes, *et al.*, 2004 cit. por Ann; Song, 2007), demonstraram também que uma relação água/cimento baixa e uma substituição de cinzas volantes aumentavam o efeito do inibidor. No entanto, uma série de trabalhos que se debruçaram sobre o nitrato de cálcio descobriram recentemente que este inibidor não afectava significativamente o TCC (Mammoliti, *et al.*, 1999 cit.

por Ann; Song, 2007), apesar do facto do tempo até que a corrosão ocorra aumentar nas argamassas (Trépanier, *et al.*, 2001 cit. por Ann; Song, 2007). Para além disto, uma tomografia superficial efectuada pelos mesmos autores sugere que qualquer efeito inibidor poderá resultar do aumento da resistência electrolítica do betão no qual foi aplicado nitrato cálcio, em vez de modificar quimicamente a superfície da armadura. Por outro lado, foi recentemente descoberto que os iões nitrato presentes no betão podem acelerar o transporte de iões cloreto e, apesar de aumentar o TCC, não é tão eficaz no aumento do tempo que demora a iniciar-se a corrosão (Ann; Buenfeld, 2004 cit. por Ann; Song, 2007).

O fosfato monofluoretado de sódio só pode ser usado aplicado à superfície pois no betão fresco produz reacções indesejáveis. O problema principal é garantir a penetração até à armadura em concentração suficiente (que tem de ser superior à dos cloretos). Os resultados de ensaios e aplicações são contraditórios, mas foram reportados casos de uso de MFP na superfície de betão limpo e seco com 10 aplicações (varandas, edifícios e na ponte “Peney” perto de Genebra) e constatou-se que em dias ou semanas a impregnação atingiu as armaduras (Coutinho, 2007).

No que concerne às misturas de inibidores orgânicos surgiram há cerca de 13 anos um novo grupo de inibidores começaram a ser utilizados, contendo moléculas orgânicas sobretudo alcanolaminas e aminas e sais com ácidos orgânicos e inorgânicos dessas moléculas. Estes produtos não se encontram bem descritos pelos produtores e a sua composição pode mesmo alterar-se ao longo do tempo. Este tipo de inibidores levarão à formação de um filme orgânico que envolve e protege a armadura mas a concentração terá que ser superior a 1, relativamente à concentração de cloretos. Estes inibidores podem ser adicionados no betão fresco ou aplicado à superfície (Coutinho, 2007).

1.5.1.3.4. Ataque por iões sulfato

O ataque à matriz cimentícia por iões sulfato provindos do exterior é um processo complexo que envolve o movimento de iões sulfato através dos poros através de diferentes mecanismos de transporte e a interacção da solução agressora com alguns dos componentes da pasta de cimento, resultando na formação de compostos expansivos – etringite e gesso – que conduzem à fissuração, diminuição da resistência e “amolecimento” (Irassar, 2002, Mehta, 1992 cit. por Irassar, 2009). O factor mais importante para prevenir o ataque por sulfatos provindos do exterior é a redução da permeabilidade do betão, reduzindo a razão água/cimento, aumentando o conteúdo de cimento e procedendo a uma boa compactação e cura (Mehta, 1992 cit. por Irassar, 2009). No que concerne a composição do cimento, o C₃A é o composto que mais influencia relativamente a resistência aos sulfatos (González; Irassar, 1997 cit. por Irassar, 2009).

De acordo com a Durability Guide of ACI Committee (ACI, 2000 cit. por Irassar, 2009), a agressividade do meio com iões sulfato é classificada em quatro tipos, tendo por base a concentração de iões sulfato (g.l⁻¹) e apenas sugere que as águas freáticas contendo sulfato de magnésio são mais agressivas. Na NP EN 206 – 1 (2007) a exposição a ataques químicos é classificada como ligeiramente, moderadamente ou fortemente agressiva de acordo com a concentração de iões sulfato, magnésio, nitrato e o pH. Esta classificação é baseada no caso de se estar na presença de águas subterrâneas, sem corrente, e temperatura entre 5 e 25°C. No entanto, a temperatura desempenha um papel importante na formação de thaumasite; quando a temperatura desce abaixo dos 15°C, a formação de thaumasite pode aumentar e ainda aumentar o ritmo a que a deterioração ocorre em ambientes frios (Bensted, 1999 cit. por Irassar, 2009).

O efeito da temperatura no teste de resistência aos sulfatos foi estudado por diversos autores (Brown, 1981, Cao, *et al.*, 1997, Irassar, 2009, Mehta; Gjorv, 1974 cit. por Irassar, 2009) e é considerado um

factor importante para a agressividade do meio. O controlo do pH também pode alterar as fases predominantes do ataque, em especial a formação de gesso por remoção dos compostos hidratados do cimento. As soluções de sulfato de sódio e magnésio são neutras mas, a evolução do pH do sistema solução-espécime é significativamente diferente. Na solução de sulfato de sódio, o pH aumenta rapidamente (para valores próximos de 12) quando os espécimes são imersos na referida solução, por dissolução dos compostos hidratados do cimento, enquanto que na solução de sulfato de magnésio a diminuição do pH pode ser amortecida, estabilizando num pH próximo de 7, devido à natureza insolúvel do hidróxido de magnésio produzido (Lawrence, 1992 cit. por Irassar, 2009).

Para betões com baixa permeabilidade (baixa razão água/cimento, bem curado e sem fissuras), o ataque por iões sulfatos provindos do exterior ocorre muito lentamente devido ao facto de o transporte de iões da solução para a pasta de cimento ser limitado ou inexistente. No entanto, para betões permeáveis em contacto com iões carbonato, o uso de cimentos Portland resistentes a sulfatos não previne necessariamente a formação de thaumasite (a formação de thaumasite será abordada de seguida). Neste caso, é sugerido que o ritmo do ataque aumenta quando este está associado a outros mecanismos (ataque por ácidos, ataque por magnésio ou carbonatação extrema da pasta) (Gaze; Crammond, 2000, Hagelia, *et al.*, 2003 cit. por Irassar, 2009), devido à diminuição da alcalinidade do meio, necessária para a sua preservação (Lagerblad, 2001 cit. por Irassar, 2009). Uma causa secundária que pode aumentar a vulnerabilidade dos cimentos Portland resistentes aos sulfatos, em ambientes contendo iões sulfato, é o aumento do rácio de C_3S/C_2S na composição do cimento (González; Irassar, 1997 cit. por Irassar, 2009).

O mecanismo de ataque por sulfatos com formação de thaumasite pode ser severo em termos de estruturas de betão se na composição do betão forem usados constituintes inapropriados e o ambiente corresponder a solos com sulfatos. Os tipos de estruturas susceptíveis de ataque dos sulfatos com formação de thaumasite são:

- Fundações e lajes de pavimento em contacto com solos com sulfatos;
- Estradas e sub-bases;
- Túneis e tubagens de esgotos (Coutinho, 2001)

O ataque por sulfatos com formação de thaumasite difere do ataque comum (com formação de gesso e etringite) pois não são os aluminatos cálcicos hidratados que são atacados mas sim os silicatos cálcicos hidratados (CSH). Estes compostos são o principal agente ligante do cimento Portland incluindo o cimento resistente aos sulfatos. A substituição de CSH por thaumasite é acompanhado da redução das propriedades ligantes no betão endurecido com perda de resistência e transformação numa massa pastosa sem coesão. As circunstâncias necessárias à formação de thaumasite são a disponibilidade de:

- Iões sulfatos;
- Iões carbonato;
- Silicatos cálcicos ou silicatos cálcicos hidratados;
- Humidade, água (Coutinho, 2001).

Uma fonte proeminente de iões carbonato é o calcário presente no próprio betão utilizado como agregado ou filer embora se conheçam casos em que o carbonato tenha sido fornecido do exterior.

É necessário uma fonte exterior de iões sulfato e água em quantidade. Assim as obras com mais risco de ataque serão fundações realizadas com agregados calcários em solos com água e sulfatos. Note-se que este tipo de ataque não permite detecção por inspecção de rotina acima do nível do solo pois verifica-se em betão enterrado (ENBRI, 2001 cit. por Coutinho, 2001).

Este mecanismo parece muito mais grave que o mais bem conhecido fenómeno da formação de etringite pois a formação de taumasite realiza-se à custa dos silicatos hidratados de cálcio que são os principais contribuintes para a resistência do cimento portland. Muitos dos casos estudados de ataque por sulfatos eram geralmente atribuídos ao fenómeno da formação de etringite devido ao processo de realização dos ensaios. A etringite é produzida quando os sulfatos reagem com os aluminatos cálcicos hidratados que são constituintes secundários da pasta de cimento endurecida e pouco contribuem para a resistência do betão (Parker, 1998, cit. por Coutinho, 2001).

A progressão do ataque de iões sulfatos provindos do exterior requer a presença de iões agressivos em solução, o transporte destes para a matriz cimentícia e a reacção com alguns dos produtos de hidratação de forma a produzir expansão ou degradação. Este processo começa à superfície e avança para o interior dos espécimes à medida que o tempo de exposição aumenta. Das observações no laboratório e no campo, Hobbs (Hobbs, 2003 cit. por Irassar, 2009) inferiu que a magnitude da formação de thaumasite por ataque de iões sulfato dependia da combinação de diversos factores: condições de humidade, baixas temperaturas, exposição a iões sulfato associados ao catião magnésio, formação a priori de produtos convencionais resultantes do ataque por sulfatos e a presença de pelo menos 10% a 35% de carbonato de cálcio quantificado relativamente à massa de cimento.

Estes factores combinam-se das seguintes formas:

- Agressividade do meio em termos de iões sulfato (concentração de iões sulfato, concentração de iões magnésio, pH, temperatura);
- Composição da mistura (razão água/cimento, cura) que contribui para o transporte da água;
- Características dos materiais cimentícios (conteúdo em C_3A , conteúdo de fíler calcário, rácio C_3S/C_2S) (Irassar, 2009).

1.5.1.3.5. Influência do fíler calcário

Nas últimas décadas, a produção de cimento Portland com diferentes níveis de substituição do clínquer por fíler calcário tem aumentado em países Europeus e Latino-Americanos e espera-se que a produção mundial deste tipo de cimentos aumente devido aos benefícios técnicos, económicos e ecológicos (Damtoft, *et al.*, 1999 cit. por Irassar, 2009).

Para os cimentos comuns, a NP EN 197 – 1 (2001) permite a utilização de fíler calcário como constituinte adicional minoritário – até 5% – e identifica também quatro tipos de cimento contendo 6 a 20% de fíler calcário (tipo II/A-L e II/A-LL) e 21 a 35% de fíler calcário (tipo II/B-L e II/B-LL) (Irassar, 2009).

Quando é utilizado fíler calcário nos materiais cimentícios, ocorrem alterações na porosidade devido a diversos efeitos físicos, como por exemplo, o efeito de diluição, o efeito de fíler e a nucleação heterogénea (Bonavetti, *et al.*, 1999, Bonavetti, *et al.*, 2003, Cyr, *et al.*, 2006 cit. por Irassar, 2009):

- O efeito de diluição é consequência da substituição de parte do clínquer por igual quantidade de fíler calcário. O aumento da quantidade de fíler envolve uma diminuição da quantidade de clínquer, e consequentemente, um aumento da razão água/cimento efectiva, não sendo este efeito verificado quando o fíler calcário é utilizado como substituto da areia;
- O efeito de fíler implica a modificação da porosidade inicial da mistura e, geralmente, produz uma diminuição da água requerida para manter a trabalhabilidade constante;
- A nucleação heterogénea ocorre devido ao facto de as partículas de fíler calcário actuarem como iniciadores de nucleação, aumentando a hidratação inicial do cimento e, portanto,

produzindo uma hidratação mais desorientada dos produtos de hidratação do cimento. Estes efeitos físicos dependem da proporção e finura do fíler calcário utilizado. Em relação ao efeito conjunto dos efeitos físicos anteriormente descritos com o transporte de água, este é largamente afectado pelo aumento da razão água/cimento quando se aumenta o grau de substituição por fíler calcário em relação à massa de cimento, e é apenas ligeiramente compensada pela redução da quantidade de água necessária para manter uma determinada trabalhabilidade e pelo aumento do grau de hidratação das partículas do clínquer (Irassar, 2009).

Diferentes autores verificaram que ocorria uma pequena diminuição da porosidade quando apenas uma pequena percentagem do clínquer – inferior ou igual a 5% – era substituída por calcário (Schmidt, 2007, Schmidt, *et al.*, 2008, Tsivilis, *et al.*, 2003 cit. por Lothenbach, *et al.*, 2008). Para níveis mais elevados de adição de calcário, o efeito de diluição é o efeito dominante. Alguns autores verificaram um pequeno aumento da resistência à compressão aos vinte e oito dias (Matschei, *et al.*, 2007, Schmidt, 2007, Tsivilis, *et al.*, 2002 cit. por Lothenbach, *et al.*, 2008), enquanto que para outros cimentos (Tsivilis, *et al.*, 2003, Vuk, *et al.*, 2001 cit. por Lothenbach, *et al.*, 2008) foi observado um pequeno decréscimo mesmo quando o nível de substituição do cimento por calcário era inferior ou igual a 5%. Adições mais elevadas de calcário conduziram sempre a uma diminuição da resistência à compressão e a um aumento da porosidade (Schmidt, 2007, Tsivilis, *et al.*, 2003, Vuk, *et al.*, 2001 cit. por Lothenbach, *et al.*, 2008). Um outro efeito da substituição de uma fracção do cimento por calcário finamente moído é a aceleração das reacções de hidratação. Este efeito deve-se ao facto de o calcário finamente moído facultar superfícies adicionais para a nucleação e crescimento dos produtos de reacção (Pera, *et al.*, 1999, Stark, 2004 cit. por Lothenbach, *et al.*, 2008).

Do ponto de vista do betão endurecido, uma percentagem de até 5% por massa de cimento parece ter um pequeno efeito no desempenho macroscópico a curto e longo prazo. No que concerne às propriedades mecânicas, diversos estudos mostraram que a resistência à compressão é mais ou menos a mesma, ou ligeiramente aumentada, sendo este efeito é usualmente atribuído à distribuição do tamanho das partículas finas do calcário, aumentando o nível de hidratação do clínquer devido ao efeito de fíler, ao invés da sua influência na sua química ou no arranjo das partículas. A mesma tendência pode ser observada na resistência à flexão e na retracção por secagem. No que concerne a questões de durabilidade, o comportamento do material no que diz respeito às principais espécies agressivas (sulfatos, cloretos, carbonatação) e às principais patologias (congelamento-descongelamento, corrosão, etc.) o desempenho de betões com e sem fíler calcário é semelhante. Nem mesmo os processos de difusão são significativamente modificados: os valores da permeabilidade ao oxigénio e da absorção de água matem-se mais ou menos inalteráveis. Consequências negativas para as propriedades anteriormente discutidas começam a ser observadas quando a quantidade de calcário da substituição, por massa de cimento, excede 10 a 15% (Lothenbach, *et al.*, 2008). Uma boa revisão acerca destes aspectos pode ser encontrada em Hawkins *et al.* (Hawkins, *et al.*, 2003 cit. por Lothenbach, *et al.*, 2008).

Para um baixo nível de adição, inferior a 5%, algumas alterações ao nível do calor de hidratação a idades jovens podem ser observadas, alterações essas dependentes da finura do calcário, e a longo prazo, o calor libertado é ligeiramente inferior ao libertado pelos cimentos sem calcário, devido ao facto de existir uma fracção inferior de clínquer a hidratar (Lothenbach, *et al.*, 2008).

Atendendo ao que é actualmente conhecido, a incorporação de uma elevada quantidade de fíler calcário no cimento, argamassa ou betão pode afectar a sua durabilidade, especialmente, o ingresso de iões cloreto, carbonatação, resistência aos sulfatos e resistência ao fogo. No que concerne ao ataque por sulfatos provindos do exterior, materiais cimentícios com fíler calcário são mais susceptíveis à

formação de thaumasite. As recomendações do Thaumasite Expert Group (DETR, 1999 cit. por Irassar, 2009) incluem uma restrição completa ao uso de fíler calcário em betões inseridos em solos cujos lençóis freáticos com determinadas concentrações de iões sulfato.

Realizando uma análise conceptual do desempenho dos materiais cimentícios contendo fíler calcário face ao ataque por iões sulfato, podem ser tiradas diversas conclusões. O ataque de sulfatos provindos do exterior a misturas contendo fíler calcário é governado pela resistência da mistura à penetração de iões sulfato. Quando o fíler calcário é utilizado como substituto do cimento, a razão água/cimento efectiva é a principal variável a afectar o transporte iónico. O ataque por iões sulfato com formação de thaumasite aos betões cujo clínquer foi substituído fíler calcário é principalmente governado pela capacidade de transporte da mistura e pelos danos previamente causados pela formação de etringite expansiva. Portanto, uma baixa percentagem de fíler calcário – inferior a 10% – não causa alterações significativas na resistência aos sulfatos do cimento Portland de base e no caso do ataque por iões sulfato com formação de thaumasite o fíler calcário apenas fornece o carbonato de cálcio, um “ingrediente” necessário para a formação da mesma. É no entanto de salientar que uma substituição maior – superior a 15% - pode piorar a resistência aos sulfatos (Lothenbach, et al., 2008).

No betão auto-compactável, uma grande quantidade de partículas finas, incluindo fíler calcário, é utilizada para evitar a segregação das partículas de maiores dimensões da mistura, no estado fresco. Neste caso, um elevado volume de fíler calcário (de 50 a 200 kg.m⁻³) pode ser utilizado como material fino adicional necessário do cimento de forma a tornar o betão auto-compactável economicamente mais vantajoso (Ghezal; Khayat, 2002 cit. por Irassar, 2009).

Quando o fíler calcário é utilizado como substituto da areia em betões auto-compactáveis, a razão água/cimento será usada para comparar o parâmetro transporte de água. Zhu e Bartos (Zhu; Bartos, 2003 cit. por Irassar, 2009) indicaram que as misturas de betão auto-compactável apresentaram valores da permeabilidade ao oxigénio e da absorção de água significativamente inferiores em comparação com betões da mesma classe de resistência (razão água/cimento aproximadamente igual a 0,6 e 0,45 para um C40 e C60, respectivamente). No entanto, a difusão de iões cloreto aparentou estar mais dependente do tipo de fíler utilizado. Recentemente, uma análise comparativa da microestrutura entre um betão auto-compactável e um betão de elevado desempenho mostrou que a estrutura dos poros, inclusive o volume total de poros, distribuição das dimensões dos poros e dimensão crítica dos poros no betão auto-compactável é muito similar à do betão de elevado desempenho (Ye, *et al.*, 2007 cit. por Irassar, 2009). Para a razão água/cimento utilizada no estudo referido, a desconexão dos poros pode ser atingida a idades muito jovens do betão (Irassar, 2009).

2

Apresentação e discussão dos resultados

2.1. BREVE NOTA INTRODUTÓRIA

No presente capítulo, são apresentados os resultados obtidos nos diferentes ensaios realizados. No estudo em causa foram utilizados quatro tipos de agregados, duas britas graníticas, fornecidas pela empresa Agrepor (situada em Penafiel), e duas areias siliciosas naturais (as areias foram fornecidas por duas empresas diferentes, a Qualibetão e a empresa Pedras Deslizantes), e dois tipos de cimento – um cimento CEM I 42,5 R e um cimento CEM II A-L 42,5 R, da fábrica da SECIL do Outão – e um adjuvante redutor de água/plastificante da SIKKA com a designação de Sikament® 200 Univ.

2.2. ENSAIOS REALIZADOS SOBRE OS CIMENTOS

Na caracterização dos cimentos consideraram-se os resultados fornecidos pelo fabricante, extraídos dos boletins de autocontrolo, e ensaios realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC).

A norma NP EN 196 – 1 (1996) descreve um método de determinação das resistências à compressão e à flexão da argamassa de cimento. Esta descreve ainda a metodologia a ser seguida para a obtenção das argamassas e a sua composição.

A argamassa é preparada por amassadura mecânica e compactada num molde utilizando um compactador normalizado. A dimensão dos provetes é de 40 x 40 x 160 mm.



Fig.21 – Misturadora utilizada para a produção de argamassas, cumprindo os requisitos da NP EN 196 – 1 (1996).



Fig.22 – Compactador utilizado para a compactação de argamassas, cumprindo os requisitos da NP EN 196 – 1 (1996).



Fig.23 – Molde utilizado para a produção de argamassas com uma argamassa pronta.

Após a realização das argamassas e moldagem dos provetes, estes devem ser mantidos durante 24 horas em atmosfera húmida. Posteriormente, são desmoldados e imediatamente colocados dentro de água até ao momento do ensaio de resistência. Nas idades pretendidas, os provetes são retirados do meio húmido no qual se encontram, no máximo quinze minutos antes do ensaio, e partidos em duas metades por flexão, sendo cada metade submetida ao ensaio de compressão.



Fig.24 – Equipamento utilizado para a determinação das resistências mecânicas de argamassas.

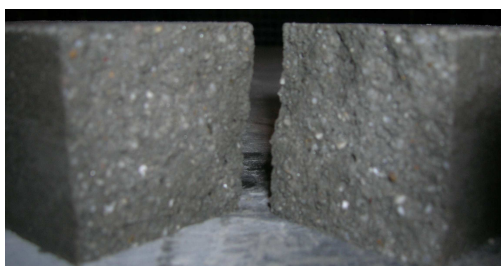


Fig.25 – Aspecto de um provete de argamassa após ter sido ensaiado à flexão.



Fig.26 – Aspecto de um provete de argamassa após ter sido ensaiado à compressão.

Nos quadros 2 e 3 são apresentados os resultados médios dos ensaios físicos e químicos, extraídos dos boletins de autocontrolo. No Quadro 4, é apresentada a comparação entre os valores médios das tensões de rotura extraídos dos boletins de autocontrolo com os resultados obtidos nos ensaios efectuados no LEMC, de acordo com a norma anteriormente referida.

Quadro 2 – Resultados médios dos ensaios físicos realizados sobre os cimentos.

		CEM I 42,5 R		CEM II A-L 42,5 R	
		Mensal	Anual	Mensal	Anual
Peso específico (g.cm ⁻³)		3,12	3,11	3,07	3,08
Resíduo de peneiração (%)	90 µm			0,82	0,74
	63 µm				1,31
	45 µm	1,9	1,5		2,72
	32 µm			6,6	6,96
Superfície específica de Blaine cm ² .g ⁻¹) [NP EN 196-6]		3785	3950	5125	4817
Água da pasta normal (%) [NP EN 196-3]		28,5	28,7	30,5	29,9
Tempo de presa (min) [NP EN 196-3]	Início	151	149	112	141
	Fim	192	186	173	194
Expansibilidade [NP EN 196-3]		0,5	0,6	1,25	1,24

Quadro 3 – Resultados médios da análise química dos cimentos em estudo.

		CEM I 42,5 R		CEM II A-L 42,5 R	
		Mensal	Anual	Mensal	Anual
Perda ao fogo (%)		2,86	2,99	8,17	6,85
Resíduo insolúvel (%)		0,89	1,17	2,42	2,31
Óxido de silício (%)		22,29	20,32	17,81	18,66
Óxido de alumínio (%)		3,82	3,93	4,33	4,39
Óxido de ferro (%)		3,83	3,67	2,68	2,98
Óxido de cálcio (%)		64,39	63,45	59,78	60,60
Óxido de magnésio (%)		1,60	1,87	2,02	1,87
Sulfatos (%)		2,78	2,76	3,20	3,28
Óxido de potássio (%)		-	-	-	-
Óxido de sódio (%)		-	-	-	-
Cloretos (%)		0,03	0,04	0,0120	0,0123
Cal livre (%)		1,80	1,57	0,95	1,07

Quadro 5 – Análise granulométrica dos agregados utilizados no presente estudo.

	Brita 1	Brita 2	Areia 1	Areia 2
Dimensão da abertura dos peneiros (mm)	Percentagem cumulativa de material passado (%)			
31,5	100	100	100	100
22,4	91	100	100	100
20	65	100	100	100
16	13	99	100	100
14	3	98	100	100
12,5	1	95	100	100
11,2	0	90	100	100
10	0	85	100	100
8	0	68	100	100
6,3	0	43	100	100
5,600	0	30	100	100
5,000	0	19	100	100
4,000	0	10	99	100
2,000	0	4	86	100
1,000	0	2	49	96
0,500	0	2	6	67
0,250	0	1	1	10
0,125	0	1	1	1
0,063	0	1	1	0

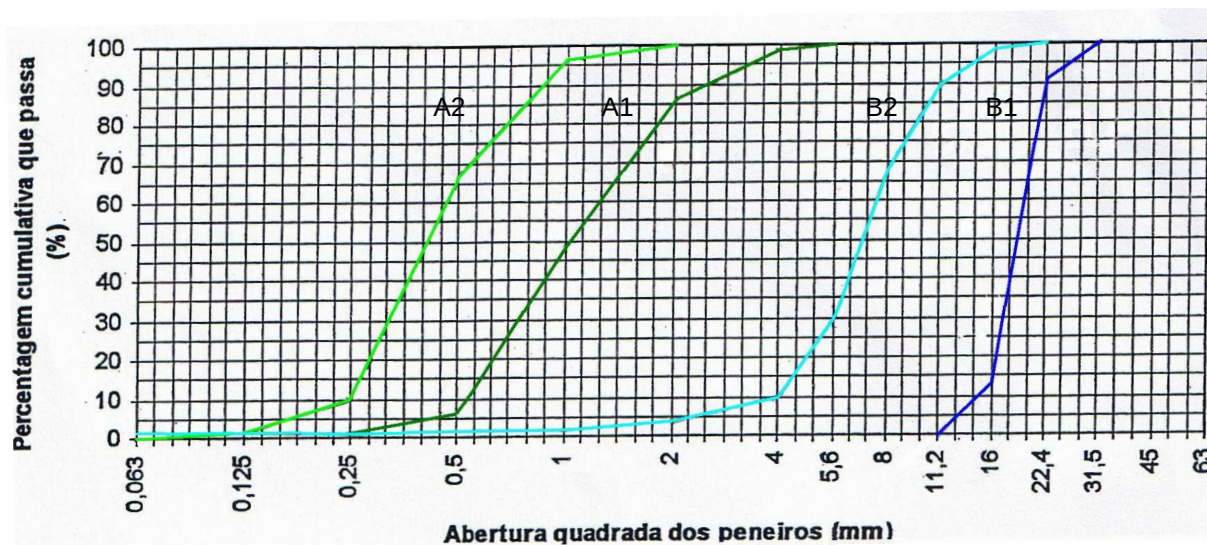


Fig.28 – Curva granulométrica dos agregados utilizados.

No Quadro 6 apresentam-se os módulos de finura dos agregados em estudo.

Quadro 6 – Módulo de finura dos agregados em estudo.

	Brita 1	Brita 2	Areia 1	Areia 2
Módulo de finura	7,86	6,12	3,59	2,26

2.3.2. DETERMINAÇÃO DA BARIDADE E DO VOLUME DE VAZIOS

A baridade, definida como o “quociente entre a massa do agregado seco preenchendo sem compactação um dado recipiente pela capacidade do recipiente”, é normalizada pela NP EN 1097 – 3 (2002). A norma em causa prevê o enchimento de um recipiente cujo volume é imposto pela norma, sendo este posteriormente cheio com o material em estudo. Relacionando a massa do material necessário para encher o recipiente com a massa o volume deste último obtém-se a baridade. Por sua vez, volume de vazios obtém-se relacionando a baridade e a massa volúmica real do agregado. Tanto a determinação da baridade como a determinação do volume de vazios estão normalizadas pela NP EN 1097 – 3 (2002). A determinação do volume de vazios apenas foi realizada para os agregados grossos.



Fig.29 – Recipiente utilizado para a determinação da baridade e volume de vazios dos agregados utilizados.

O Quadro 7 traduz os resultados obtidos para os agregados em estudo.

Quadro 7 – Baridade e volume de vazios dos agregados em estudo.

	Brita 1	Brita 2	Areia 1	Areia 2
Baridade (Mg.m^{-3})	1,37	1,37	1,49	1,53
Volume de vazios	48%	48%	-	-

2.3.3. DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA E ABSORÇÃO DE ÁGUA

A NP EN 1097 – 6 (2003) normaliza simultaneamente a determinação da massa volúmica e da absorção de água. Esta prevê a utilização de um de dois métodos, sendo a selecção baseada na granulometria do agregado em estudo: o método do picnómetro e o método do cesto de rede metálica.

Os métodos atrás enunciados, recorrem à determinação da massa do provete imerso e saturado dentro de um suporte apropriado, emerso com a superfície seca e, finalmente, seco para determinar a massa volúmica do material impermeável das partículas, a massa volúmica das partículas secas em estufa, a massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca e a absorção de água.

A massa volúmica e absorção de água das partículas de agregado são determinadas pela NP EN 1097 – 6 (2003). Esta prevê o cálculo de:

- A massa volúmica do material impermeável das partículas (MVMIP);
- A massa volúmica das partículas secas em estufa (a massa constante) (MVPSE);
- A massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca (MVPSSS);
- A absorção de água (AA).

Os resultados obtidos para os agregados utilizados estão expostos no Quadro 8.

Quadro 8 – Massa volúmica e absorção de água para os agregados utilizados.

	Brita 1	Brita 2	Areia 1	Areia 2
MVMIP (Mg.m^{-3})	2,65	2,70	2,66	2,64
MVPSE (Mg.m^{-3})	2,63	2,65	2,58	2,62
MVPSSS (Mg.m^{-3})	2,62	2,63	2,53	2,60
AA (% relativamente à massa de agregado seco)	0,5	1,0	2,0	0,6

Uma vez que as britas foram fornecidas pela mesma entidade, e portanto, tendo possivelmente a mesma origem, deveriam apresentar valores mais próximos para a absorção de água.

2.4. COMPOSIÇÃO DO BETÃO

O objectivo visado exige que se estabeleça um conjunto de premissas base de forma a ser possível, por um lado, dar início ao estudo da composição do betão, e por outro, estabelecer uma referência de comparação. Assim, decidiu-se adoptar a classe de exposição XC4. Consequentemente, adoptou-se a dosagem de cimento de 280 kg.m^{-3} de CEM I 42,5 R ou de CEM II A-L 42,5 R, e a razão de água cimento máxima de 0,6. Estes valores são os limites previstos para a classe de exposição seleccionada na especificação LNEC E 464 (2005). Fixou-se ainda que a trabalhabilidade dos betões em estudo seria equivalente à classe S3. Recorreu-se ainda ao uso de um plastificante. O plastificante seleccionado foi o Sikament® 200 Univ.

Foram produzidos dois betões, nos quais a única diferença foi o tipo de cimento. A misturadora foi a mesma, uma misturadora com capacidade 300 litros e o tempo de amassadura, igual para os dois betões. Designou-se de “CEMI” o betão misturado com o cimento CEM I 42,5 R e de “CEMII” o betão misturado com cimento CEM II A-L 42,5 R. Ambos os betões apresentaram o mesmo valor de slump, 130 mm. No Quadro 9, apresenta-se a composição dos betões.



Fig.30 – Misturadora utilizada no presente estudo.



Fig.31 – Aspecto do slump obtido nos betões em estudo.

Quadro 9 – Composição dos betões.

Volume (m ³)	1,0
Cimento (kg)	280
Brita 1 (kg)	550
Brita 2 (kg)	480
Areia 1 (kg)	350
Areia 2 (kg)	545
Água (kg)	168
P200 (g)	1112

A composição do betão foi obtida com o auxílio do método de Faury, ajustada através da experiência de um especialista. A Fig. 32 expõe os resultados.

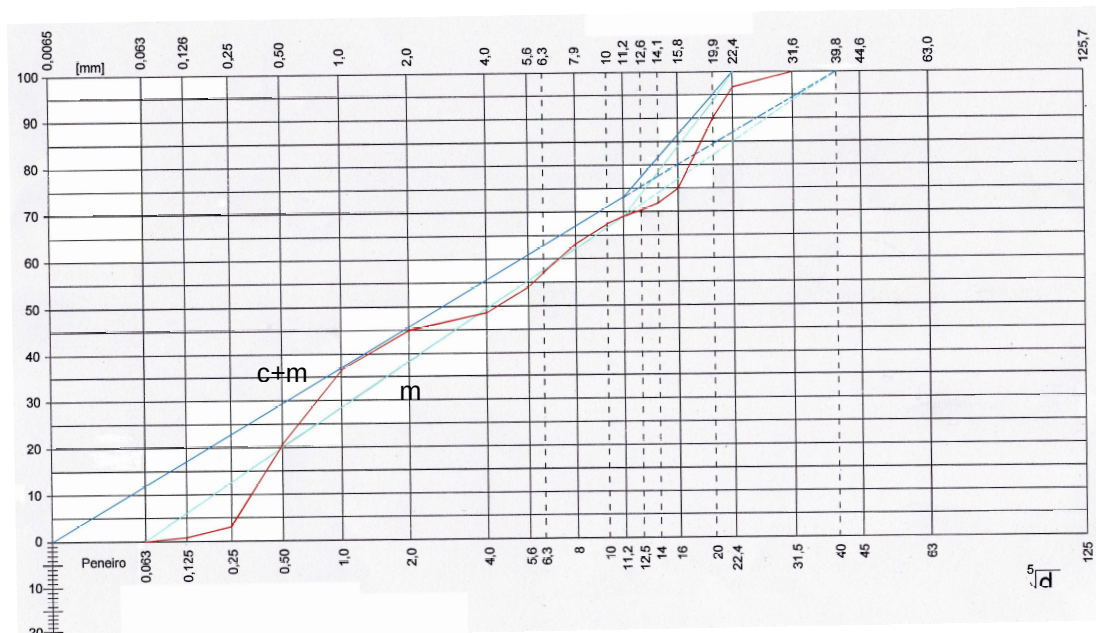


Fig.32 – Aplicação do método de Faury.

2.5. ENSAIOS REALIZADOS SOBRE O BETÃO

2.5.1. RESISTÊNCIAS MECÂNICAS

O ensaio de resistência à flexão foi determinado de acordo com a norma NP EN 12390 – 5 (2003). Esta norma remete para a NP EN 12390 – 1 (2003) a definição das dimensões dos provetes e respectivas tolerâncias dimensionais, impondo a utilização de primas rectangulares, que no estudo em causa possuíam as seguintes dimensões: 150x150x600 mm. A aplicação da carga foi efectuada em dois pontos situados nos terços do vão, à velocidade de aplicação da tensão dentro dos limites impostos pela norma em questão.

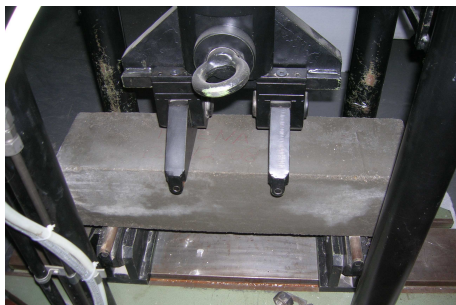


Fig.33 – Máquina de ensaio utilizada para o ensaio da resistência à flexão de prismas de betão.



Fig.34 – Aspecto final de um prisma de betão ensaiado à flexão.

No Quadros 10 na Fig.35 resumem-se os resultados obtidos para o betão “CEMI”.

Quadro 10 – Resultados do ensaio de resistência mecânica à flexão para o betão “CEMI”.

Idade (dias)	Designação do provete	Tensão máxima (MPa)
7	Prisma 1	3,8
7	Prisma 2	3,8
7	Prisma 3	3,9
28	Prisma 1	4,4
28	Prisma 2	4,4
28	Prisma 3	4,6

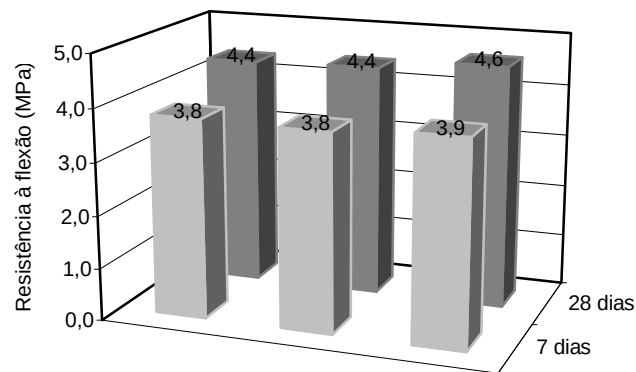


Fig.35 – Resistência à flexão aos sete e vinte e oito dias de idade do betão “CEMI”.

O valor médio da resistência à flexão do betão “CEMI”, aos sete dias, foi de $3,8 \pm 0,06$ MPa e aos vinte e oito dias foi de $4,5 \pm 0,13$ MPa. Por sua vez, o Quadro 11 ostenta os resultados obtidos, no ensaio em causa, para o betão “CEMII” para ambas as idades.

Quadro 11 – Resultados do ensaio de resistência mecânica à flexão para o betão “CEMII”.

Idade (dias)	Designação do provete	Tensão máxima (MPa)
7	Prisma 1	3,4
7	Prisma 2	3,5
7	Prisma 3	3,6
28	Prisma 1	4,3
28	Prisma 2	4,2
28	Prisma 3	4,2

A Fig.36 resume graficamente os resultados obtidos para o betão “CEMII” para o ensaio em discussão.

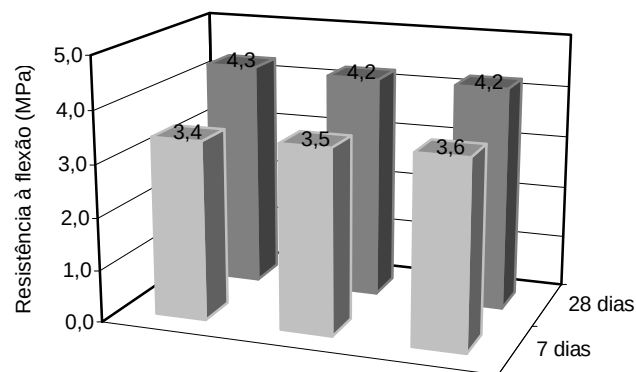


Fig.36 – Resistência à flexão aos sete e vinte e oito dias de idade para o betão “CEMII”.

A resistência média à flexão do “CEMII”, aos sete dias, foi de $3,5 \pm 0,07$ MPa e aos vinte e oito dias foi de $4,3 \pm 0,04$ MPa.

O Quadro 12 resume os valores médios expostos anteriormente para os dois betões e a Fig.37 apresenta-os graficamente.

Quadro 12 – Quadro resumo dos resultados obtidos no ensaio de resistência mecânica à flexão dos betões em estudo.

Idade (dias)	Designação espécime	Tensão de rotura à flexão, valor médio (MPa)
7	"CEMI"	$3,8 \pm 0,06$
7	"CEMII"	$3,5 \pm 0,13$
28	"CEMI"	$4,5 \pm 0,07$
28	"CEMII"	$4,3 \pm 0,04$

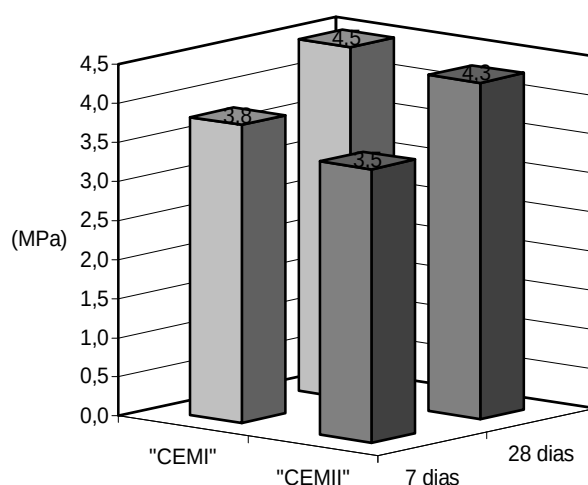


Fig.37 – Figura resumo dos resultados obtidos no ensaio de resistência mecânica à flexão, para as duas idades apresentadas.

Comparando os resultados obtidos para ambos os betões – “CEMI” e o “CEMII” – verifica-se que as diferenças existentes na resistência à flexão não são muito expressivas, sendo no entanto as do “CEMI” maiores do que as apresentadas pelo betão “CEMII”. Em termos percentuais, observou-se no betão “CEMII” uma perda de 8,8% aos sete dias e de 4,9% aos vinte e oito dias, relativamente ao betão “CEMI”.

A norma portuguesa que descreve o ensaio de resistência à compressão é a NP EN 12390 – 3 (2003). Esta prevê a utilização de cubos ou cilindros moldados, ou carotes que deverão ser ensaiados à rotura em máquinas apropriadas para o efeito. No presente estudo, foram utilizados cubos com cento e cinquenta milímetros de aresta. As dimensões dos provetes e respectivas tolerâncias dimensionais devem estar de acordo com a NP EN 12390 – 1 (2003), caso contrário a norma em causa recomenda que estes sejam rectificadas.



Fig.38 – Equipamento de ensaio para a determinação da resistência à compressão de provetes de betão.



Fig.39 – Aspecto final de um cubo de betão ensaiado à compressão – pormenor de um canto.

Apresentam-se os resultados obtidos para o ensaio de resistência à compressão para o betão “CEMI” para as idades de sete e vinte e oito dias, no Quadro 13.

Quadro 13 – Resultados do ensaio de resistência mecânica à compressão para o betão “CEMI”.

Idade (dias)	Designação do provete	Tensão máxima (MPa)
7	Cubo 1	34,0
7	Cubo 2	32,5
7	Cubo 3	31,5
28	Cubo 1	40,0
28	Cubo 2	39,5
28	Cubo 3	39,5

A Fig.40 retrata os resultados expostos anteriormente para o betão “CEMI”.

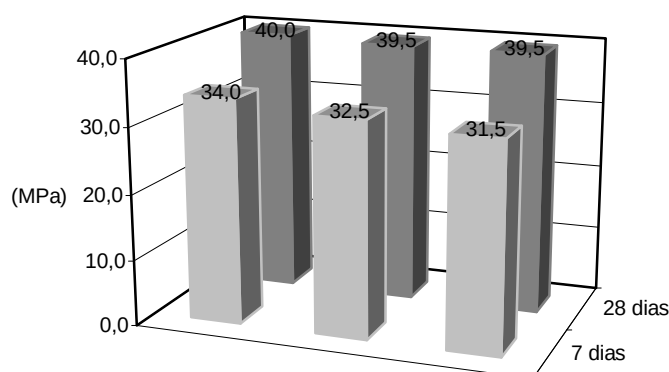


Fig.40 – Resistência à compressão aos 7 e 28 dias de idade do betão “CEMI”.

A resistência média à compressão observada no “CEMI” foi de $32,5 \pm 1,26$ e $39,5 \pm 0,58$ MPa aos sete e aos vinte e oito dias respectivamente.

Apresentam-se os resultados obtidos para o betão “CEMII” no Quadro 14.

Quadro 14 – Resultados do ensaio de resistência mecânica à compressão para o betão “CEMII”.

Idade (dias)	Designação do provete	Tensão máxima (MPa)
7	Cubo 1	26,5
7	Cubo 2	27,5
7	Cubo 3	27,5
28	Cubo 1	33,5
28	Cubo 2	35,0
28	Cubo 3	35,0

A Fig.41 procura sintetizar o anteriormente exposto para o betão “CEMII” para a resistência à compressão.

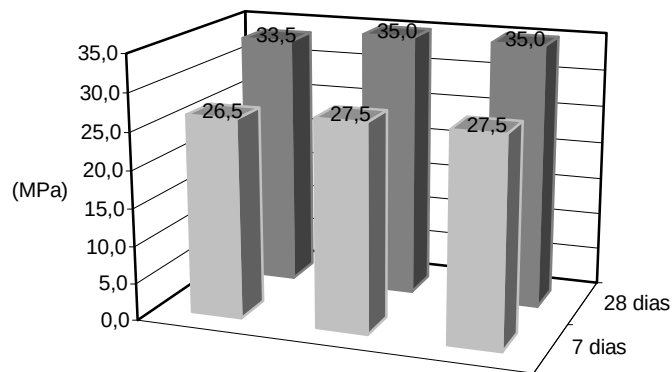


Fig.41 – Resistência à compressão aos 7 e 28 dias de idade do betão "CEMII".

O betão "CEMII" apresentou uma resistência à compressão inferior à do betão "CEMI", tanto aos sete como aos vinte e oito dias. A resistência média verificada para as idades de sete e vinte e oito dias foi, respectivamente, de $27,2 \pm 0,29$ e $34,5 \pm 0,87$ MPa.

Os resultados obtidos para os betões "CEMI" e "CEMII" são sintetizados no Quadro 15 sendo posteriormente representados na Fig.42. Nestes, estão patentes ambas as espécies.

Quadro 15 – Quadro resumo dos resultados obtidos no ensaio de resistência mecânica à compressão.

Idade (dias)	Designação espécime	Tensão de rotura à compressão, valor médio (MPa)
7	"CEMI"	$32,7 \pm 1,26$
7	"CEMII"	$27,2 \pm 0,29$
28	"CEMI"	$39,7 \pm 0,58$
28	"CEMII"	$34,5 \pm 0,87$

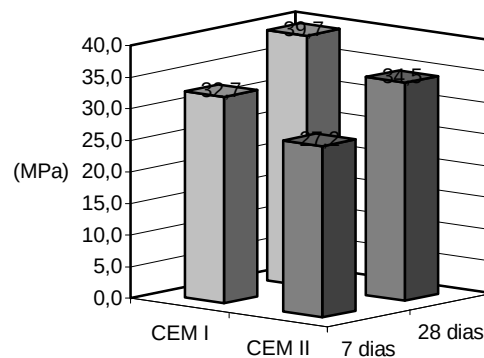


Fig.42 – Figura resumo dos resultados obtidos no ensaio de resistência mecânica à compressão, para as duas idades apresentadas.

A análise dos resultados expostos anteriormente permite verificar uma perda de 5,5 MPa aos sete dias e 5,2 MPa aos vinte e oito, o que corresponde em termos percentuais a uma perda 20,2% e 15,0% respectivamente, do betão "CEMII" face ao betão "CEMI".

O betão "CEMII" apresenta uma resistência menor, estando este resultado em conformidade com os resultados das resistências obtidas para as argamassas.

De acordo com a NP EN 197 – 1 (2001), o cimento CEM I tem de possuir uma percentagem mínima de clínquer igual a 95%, enquanto que no cimento CEM II-A, a quantidade de clínquer varia entre 80 e 94%. Assim sendo, o cimento CEM II possuirá sempre uma percentagem de clínquer inferior à do cimento CEM I. O facto da quantidade de clínquer em ambos os tipos de cimento ser diferente poderá ter estado na origem da resistência verificada nos espécimes produzidos com cimento CEM II A-L ser inferior à apresentada pelas amostras produzidas com cimento CEM I. Assim, na determinação da quantidade de água da mistura considerou-se que toda a massa de cimento CEM II A-L iria reagir com a água introduzida. No cimento CEM II-A, parte do clínquer é substituído por fíler calcário, o qual, de acordo com a bibliografia, não apresenta propriedades ligantes. Consequentemente, a razão água/cimento não reproduz eficazmente a realidade. Se observarmos a relação água/clínquer verificar-se-á que, no betão “CEMII”, esta razão é superior àquela presente no betão “CEMI”. Este facto poderá também ter contribuído para a diminuição de resistência verificada no betão “CEMII”.

2.5.2. ENSAIOS AVALIADORES DA DURABILIDADE DO BETÃO

2.5.2.1. Determinação da retracção

A referência normativa utilizada para a determinação da retracção foi E 398 (1993). A norma em questão prevê a utilização de provetes prismáticos nos quais se devem colocar dois pontos de referência, colocados durante a moldagem, de forma a executar a medição da retracção com um aparelho de medição apropriado para o efeito. No presente estudo, foram utilizados três primas com 100 mm x 100 mm x 550 mm, nos quais foram introduzidos extensómetros eléctricos de resistência, um em cada provete, com um comprimento de quinze centímetros, através dos quais, com o auxílio de um data taker, se registaram valores com um intervalo de dez minutos. Os extensómetros em causa foram colocados no eixo dos provetes.



Fig.43 – Registo da retracção nos provetes de betão do estudo em causa.

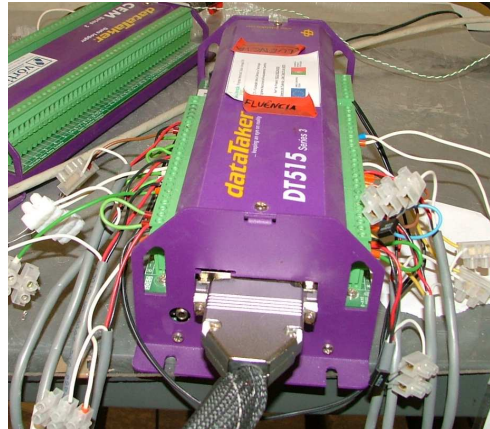


Fig.44 – Data taker utilizado para o estudo em causa.

A medição da retracção iniciou-se imediatamente após a desmoldagem dos provetes, tendo estes sido mantidos numa câmara de humidade e temperatura controladas – 20°C e uma humidade relativa de 50%.

No anexo A1, quadros A1.1 e A1.2, serão expostos os resultados obtidos para a retracção, para ambos os betões.

A Fig.45 utiliza todos os valores colhidos para representar graficamente a retracção dos betões em estudo (registos de dez em dez minutos).

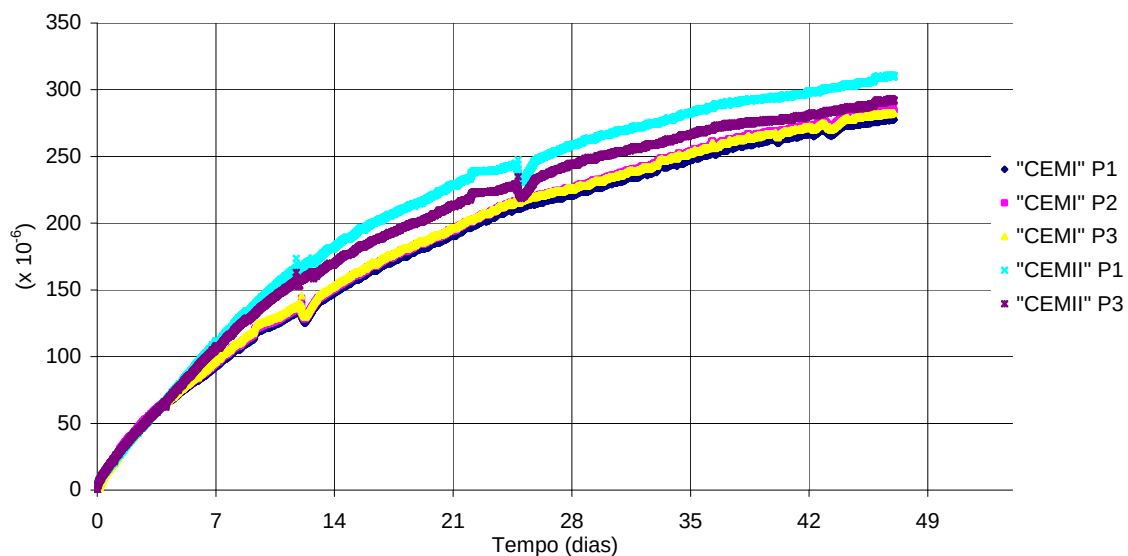


Fig.45 – Resultados da determinação da retracção para os prismas dos betões estudados.

O estudo da retracção do betão “CEMII” foi iniciado sobre três provetes, no entanto, por motivos alheios ao autor, o prisma 2, foi provavelmente manipulado, tendo essa acção afectado os resultados. Como tal, os resultados provenientes desse prisma foram excluídos.

A retracção média dos prismas de betão “CEMI” foi aos sete dias de 95×10^{-6} , aos vinte e oito dias foi 224×10^{-6} e aos quarenta dias de 267×10^{-6} , enquanto que no caso do betão “CEMII”, a retracção média verificada foi aos sete dias de 109×10^{-6} , aos vinte e oito dias de 251×10^{-6} e aos quarenta de 286×10^{-6} . Comparando estes resultados com os obtidos para o betão “CEMI”, verifica-se que a retracção deste

último é menor tanto aos sete como aos vinte e oito, como aos quarenta dias. O Quadro 16 apresenta o resumo dos resultados deste ensaio para o betão “CEMI” e “CEMII”.

Quadro 16 – Valores médios da retracção nas idades de referência para os betões “CEMI” e “CEMII”.

Idade (dias)	Retracção ($\times 10^{-6}$)	
	“CEMI”	“CEMII”
7	95	109
28	224	251
40	267	286

Em termos percentuais, verifica-se que no betão “CEMII” a retracção foi superior em 14,7% aos sete dias, 12,1% aos vinte e oito dias e 7,1% aos quarenta dias. Na Fig.46 apresenta-se uma comparação entre as curvas médias da retracção para os dois tipos de betão.

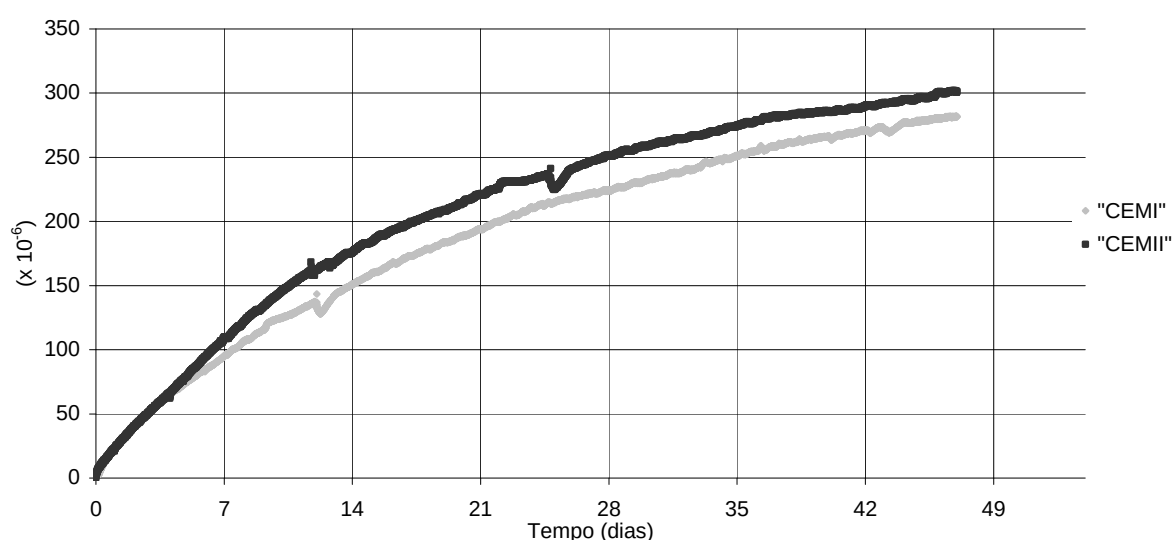


Fig.46 – Retracção média dos prismas de ambos os espécimes de betão.

Tal como foi exposto no Capítulo 1, existem vários tipos de retracção, que ocorrem em instantes diferentes e com motivações também elas diferentes. No mesmo capítulo foi referido que, entre outros factores, a retracção dependia da dosagem de cimento e da quantidade de água de amassadura, e consequentemente da razão água/cimento, e da finura dos finos

O cimento CEM II A pode possuir uma substituição do clínquer de até 20%. Consequentemente, a finura dos finos do betão misturado com este cimento é diferente da do betão misturado com cimento CEM I. Ao não ter sido efectuada a correcção da menor quantidade de clínquer do cimento CEM II, a razão água/cimento efectiva aumentou, apesar da quantidade de clínquer presente ser menor. Da combinação destes, resultou que a retracção verificada no betão “CEMII” fosse maior que a do betão “CEMI”

2.5.2.2. Porosidade livre, aberta ou às 48 horas

O ensaio de absorção de água por imersão foi realizado recorrendo à metodologia proposta pelo Laboratoire de Pétrophysique do Centre de Géochimie de la Surface de Strasbourg (Hammecker, 1993). Os ensaios da porosidade livre, aberta ou às 48 horas são ensaios, que demoram 48 horas à

pressão atmosférica, permitindo apenas o preenchimento dos poros livremente acessíveis à água em condições normais de embebição ou imersão.

Os provetes foram secos em estufa a 60°C, até peso constante, W_0 , o que corresponde a uma variação máxima de 0,1% da massa entre pesagens consecutivas e depois colocados sobre uma grelha no interior de caixas, tendo-se introduzido água destilada, durante uma hora, até um quarto da sua altura. Após a primeira hora de ensaio é acrescentada água destilada até se atingir metade da altura dos provetes, mantendo-se estas condições durante mais vinte e três horas. Finalmente, depois das primeiras vinte e quatro horas de ensaio, é adicionada água destilada até se atingir uma altura aproximada de dois centímetros acima do topo dos provetes. Ao fim das quarenta e oito horas do ensaio, os provetes são pesados, obtendo-se o peso W_{48} . Durante o ensaio os provetes foram conservados em caixas hermeticamente fechadas e com temperatura e humidade relativa controladas.

A porosidade livre, N_{48} , é determinada relacionando o aumento de massa derivado da imersão em água com o volume do provete.

Os provetes utilizados neste ensaio foram obtidos por corte a partir de um cubo com 200 mm de aresta. Isto é, os cubos foram inicialmente serrados para se obterem prismas com 100 x 100 x 200 mm, prismas esses que foram novamente submetidos a corte para se obterem cubos com 100 mm de aresta. Estes cubos foram utilizados no presente ensaio.

Os ensaios sobre ambos os tipos de betão foram realizados aos cento e trinta dias de idade. Os cálculos intermédios efectuados para a obtenção dos resultados estão patentes no anexo A2, Quadro A2.1, e o Quadro 17 apresenta os resultados obtidos para o ensaio em causa.

Quadro 17 – Resultados do ensaio de porosidade livre para ambos os betões.

Tipo de betão	Designação do provete	N_{48} (%)	Valor médio do N_{48} (%)
"CEMI"	1	11,5	11,1 ± 0,7
	2	11,7	
	3	10,0	
	4	10,5	
	5	11,7	
	6	11,5	
"CEMII"	1	11,7	11,8 ± 0,4
	2	11,6	
	3	11,4	
	4	12,5	
	5	11,6	
	6	11,9	

Os resultados do presente ensaio dependem da porosidade e porometria das amostras em estudo. As diversas famílias de poros vão sendo preenchidas por água, desde os poros mais pequenos até aos poros de maiores dimensões. Assim, quanto maior for o número de poros e mais interligados eles se encontrarem, maior será a quantidade de água absorvida pelos provetes em estudo. É de salientar que, a existência de famílias de poros distintas influencia a absorção de água, na medida em que o ritmo a que as famílias de poros são preenchidas por água é diferente.

A diferença entre os resultados médios obtidos por ambos os betões é pequena. Esta pequena diferença poderá ser devida ao facto de, para o tempo de imersão deste ensaio, as famílias de poros de ambos os betões serem semelhantes. No entanto, é desde já possível inferir que o betão “CEMII” é, à partida, mais poroso do que o betão “CEMI”.

2.5.2.3. Determinação da absorção de água por capilaridade

No que concerne à absorção de água por capilaridade, a especificação que inicialmente se ponderou utilizar foi a LNEC E 393 (1993). Esta especificação prevê que os provetes sejam acondicionados durante catorze (14) dias em estufa ventilada, à temperatura de $40\pm5^{\circ}\text{C}$ e posteriormente ensaiados. No entanto, por esta especificação prever a recolha de um número reduzido de dados optou-se por complementar a mesma com a RILEM TC 116-PCD (2002), tendo-se adicionado os tempos de colheita de leituras propostos por esta norma, isto é, os instantes de recolha de dados foram o resultado da combinação dos indicados pela especificação e os indicados pela norma RILEM.

Determinou-se ainda o coeficiente de absorção capilar, recorrendo a regressões lineares, utilizando os instantes obtidos até às 4,5 horas.

Os ensaios sobre ambas as espécies de betão foram realizados aos trinta e dois dias de idade. Este ensaio foi realizado de acordo com a recomendação RILEM TC 116-PCD (2002), estendendo-se o ensaio até às setenta e duas horas de modo a cumprir o previsto na especificação portuguesa LNEC E393 (1993).



Fig.47 – Aspecto dos provetes utilizados na determinação da absorção de água por capilaridade.

No anexo A3, quadros A3.1 até A3.4, são apresentados os cálculos que estão na origem dos resultados patentes na figura seguinte. Na Fig.48 está patente o resumo dos resultados obtidos neste ensaio para cada um dos tipos de betão.

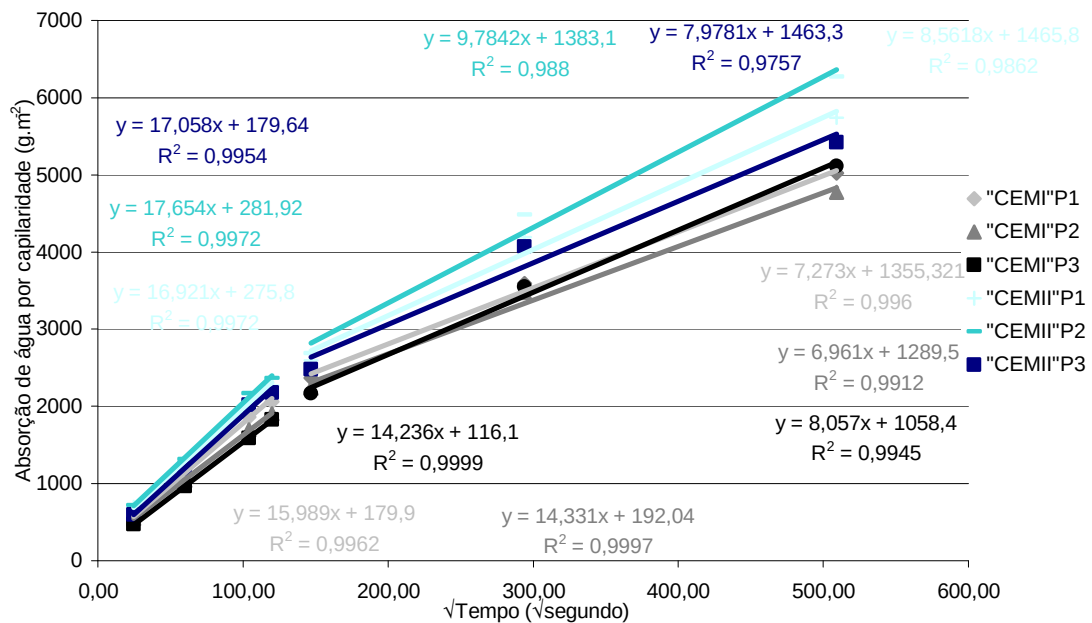


Fig.48 – Coeficiente de absorção capilar para ambos os betões.

Da observação da Fig.48, verifica-se que existe uma diferença nítida nos declives das rectas que se encontram antes e depois do instante 4,5 horas. Os declives das rectas representam os coeficientes de absorção capilar. Relativamente aos declives da recta de regressão no intervalo compreendido entre zero (0) e quatro horas e meia (4,5h), este variam entre 14,236 e 15,989 para o betão “CEMI”, e entre 16,921 e 17,654 para o betão “CEMII”. O facto de estes declives serem maiores no betão “CEMI” do que aqueles obtidos para o betão “CEMII”, indicia que o betão “CEMII” absorve uma maior quantidade de água por capilaridade num espaço de tempo menor. O Quadro 18 expõe e explicita o que anteriormente foi dito.

Quadro 18 – Coeficiente de absorção capilar para ambos os betões.

	Declives das rectas	Coeficiente de absorção capilar ($\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1/2}$)	Coeficiente médio de absorção capilar ($\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1/2}$)
"CEMI" P1	15,989	0,015989	0,014852±0,0009858
"CEMI" P2	14,331	0,014331	
"CEMI" P3	14,236	0,014236	
"CEMII" P1	15,970	0,015970	0,017033±0,0009667
"CEMII" P2	17,271	0,017271	
"CEMII" P3	17,859	0,017859	

Como se pode verificar, o coeficiente médio de absorção capilar é superior em $0,002181 \text{ kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1/2}$ o que representa um aumento de 14,7%.

O ensaio de absorção de água por capilaridade procura avaliar a porosidade e porometria. Assim, os resultados obtidos dependerão da porosidade e porometria das amostras. Uma vez que o betão “CEMII” absorveu uma maior quantidade de água por capilaridade e consequentemente apresentou um coeficiente de absorção capilar superior do que o betão “CEMI” é possível inferir que o primeiro é mais poroso.

Este resultado pode ser devido ao facto de, tal como foi referido anteriormente, a razão água/cimento efectiva ser maior no betão “CEMII” do que no betão “CEMI”, resultando isto numa rede porosa mais desenvolvida e possivelmente mais interligada.

2.5.2.4. Determinação da profundidade de penetração de água sob pressão

A determinação da profundidade da penetração da água sob pressão é preconizada pela NP EN 12390 – 8 (2003). Esta norma estipula a utilização de provetes cúbicos, cilíndricos ou prismáticos, de aresta ou diâmetro não inferior a 150 mm, que serão sujeitos a uma pressão de 500 ± 50 kPa durante 72 ± 2 horas. Neste estudo foram utilizados cubos de 150 milímetros de aresta. Esta norma estipula ainda que, após a desmoldagem dos provetes, a superfície que irá estar sujeita à pressão da água seja escovada com uma escova de arame.

Após o ensaio ter terminado os cubos foram abertos por compressão diametral e foram medidas as profundidades máximas e médias de penetração. No anexo A4, quadros A4.1 e A4.2, são apresentados todos os valores colhidos neste ensaio. Nos quadros 19 e 20 expõem-se o resumo dos resultados obtidos para os dois betões, respectivamente.



Fig.49 – Montagem utilizada para a determinação da profundidade de penetração de água sob pressão.



Fig.50 – Aspecto dos provetes no final do ensaio de determinação da profundidade de penetração da água sob pressão.

Quadro 19 – Resultados do ensaio de penetração de água sob pressão para o betão “CEMI”.

		Cubo 1		Cubo 2		Cubo 3	
		A	B	A	B	A	B
Profundidade de penetração (cm)	Máxima	1,9	1,7	2,8	2,9	2,9	2,3
	Média	1,2	0,8	1,8	1,8	1,2	1,1

Quadro 20 – Resultados do ensaio de penetração de água sob pressão para o “CEMII”.

		Cubo 1		Cubo 2		Cubo 3	
		A	B	A	B	A	B
Profundidade de penetração (cm)	Máxima	3,5	3,5	3,5	3,6	3,3	3,4
	Média	2,2	2,6	2,5	2,2	2,1	2,4

Do Quadro 19 verifica-se que os cubos de betão “CEMI” apresentaram uma profundidade máxima média de penetração de $2,4 \pm 0,54$ cm e a média das profundidades médias de penetração de água sob pressão igual a $1,3 \pm 0,41$ cm. Por outro lado, os cubos de betão “CEMII” apresentaram uma profundidade máxima média de penetração de $3,4 \pm 0,11$ cm e a média das profundidades médias de penetração de água sob pressão igual a $2,3 \pm 0,18$ cm.

Comparando os dois betões, relativamente ao seu desempenho à penetração da água sob pressão, verifica-se que o betão “CEMI” tem uma melhor capacidade para resistir à penetração da mesma.

Os três ensaios apresentados anteriormente – porosidade livre, capilaridade e penetração de água sob pressão – pretendem avaliar a porosidade e porometria dos betões ensaiados. Nos três ensaios foi possível verificar que o betão “CEMII” era mais poroso do que o betão “CEMI”. Tal pode ser devido ao facto de, no betão “CEMII” não se ter tido em consideração que o cimento CEM II tem uma menor quantidade de clínquer e, como tal, a razão água/cimento efectiva deste betão é maior do que a razão água/cimento efectiva do betão “CEMI”.

2.5.2.5. Determinação da permeabilidade ao oxigénio

A determinação da permeabilidade ao oxigénio é realizada recorrendo à especificação LNEC E 392 (1993). Esta prevê a utilização de cilindros obtidos por moldagem ou por corte. Neste estudo, os provetes foram moldados e possuíam cento e cinquenta milímetros de diâmetro e uma altura de cinquenta milímetros. Os provetes devem ser submetidos a um acondicionamento prévio, que consiste em:

- Após a moldagem dos provetes, mantê-los num ambiente com humidade relativa superior a 95% e temperatura $20 \pm 2^\circ\text{C}$;
- Desmoldar o provete e envolver a superfície cilíndrica com uma folha de borracha aderente para impedir a evaporação de água por essa superfície, sendo posteriormente envolvidos completamente numa folha de plástico, permanecendo desta forma durante 28 dias;

- Remoção da folha plástica e conservação dos provetes num ambiente com temperatura de $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ e humidade relativa de $65\pm 5\%$, durante mais 28 dias;
- Posteriormente, são ensaiados em equipamento apropriado, às pressões preconizadas.



Fig.51 – Aspecto dos provetes de betão durante o pré-acondicionamento, imediatamente antes do ensaio – à esquerda – e após o ensaio – à direita.



Fig.52 – Equipamento de ensaio da determinação da permeabilidade ao oxigénio.



Fig.53 – Proвете de betão montado no interior do equipamento de ensaio da determinação da permeabilidade ao oxigénio.

Por deficiência de funcionamento do equipamento de ensaio, aguardam-se resultados.

2.5.2.6. Determinação da resistência à carbonatação

O ensaio da determinação da resistência à carbonatação foi realizado de acordo com a especificação LNEC E 391 (1993). Esta permite a utilização de prismas ou cilindros. No presente estudo foram utilizados prismas com 100x100x200 mm. Estes foram obtidos, por corte com serra eléctrica com o auxílio de água, a partir de cubos com 200 mm de aresta. Deste procedimento resultou que cada prisma possuísse duas faces laterais moldadas e duas faces laterais serradas. Atendendo a que a acção da serra eléctrica sobre o provete poderia resultar na alteração da estrutura porosa dos provetes, as faces moldadas e serradas foram analisadas separadamente.



Fig.54 – Provetes resultantes da serragem dos cubos com 200 mm de aresta para utilização no ensaio de determinação da resistência à carbonatação.

A especificação em causa preconiza ainda um pré acondicionamento que consiste na cura em água dos provetes a $20\pm 2^\circ\text{C}$ durante catorze dias e depois ao ar a uma humidade relativa de $50\pm 5\%$ e $20\pm 2^\circ\text{C}$ até atingirem os 28 dias de idade. Após o final deste acondicionamento prévio, os provetes deverão ser introduzidos em câmara apropriada, para a realização do respectivo ensaio.



Fig.55 – Câmara utilizada para o ensaio de determinação da resistência à carbonatação.

Na idade especificada nos quadros que se seguem, os prismas das várias espécies de betão foram abertos por compressão diametral. As “fatias” assim obtidas foram pulverizadas com fenolftaleína. As profundidades de carbonatação assim obtidas estão sintetizadas nos quadros que se seguem. A Fig.56 mostra o resultado deste ensaio.

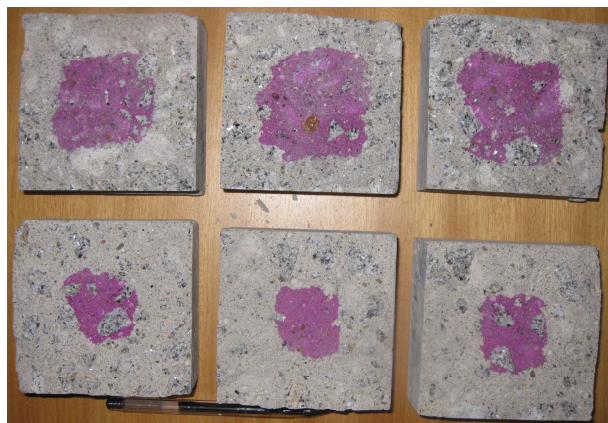


Fig.56 – Profundidade de carbonatação, fatias dos provetes de betão “CEMI” em cima e de betão “CEMII” em baixo. Da esquerda para a direita: Prisma 1, Prisma 2, Prisma 3.

O Quadro 21 exhibe os valores obtidos para o betão “CEMI”.

Quadro 21 – Resultados do ensaio de determinação da resistência à carbonatação do betão “CEMI”.

	Fases moldadas do provete					
	Prisma 1		Prisma 2		Prisma 3	
Tempo de exposição (dias)	169					
Profundidade de carbonatação (mm)	23,5	25,0	19,0	18,0	24,5	22,5
Profundidade média de carbonatação (mm)	24,3		18,5		23,5	
	Fases serradas do provete					
Profundidade de carbonatação (mm)	16,0	19,0	19,0	20,5	24,5	20,5
Profundidade média de carbonatação (mm)	17,5		19,8		22,5	

O Quadro 22 expõe os valores obtidos para o betão “CEMII”, no que concerne à carbonatação.

Quadro 22 – Resultados do ensaio de determinação da resistência à carbonatação do betão “CEMII”.

	Fases moldadas do provete					
	Prisma 1		Prisma 2		Prisma 3	
Tempo de exposição (dias)	163					
Profundidade de carbonatação (mm)	30,0	28,5	30,5	31,0	30,5	30,0
Profundidade média de carbonatação (mm)	29,3		30,8		30,3	
Fases serradas do provete						
Profundidade de carbonatação (mm)	27,5	32,5	30,5	32,0	31,0	30,5
Profundidade média de carbonatação (mm)	30,0		31,3		30,8	

Relativamente aos resultados obtidos até ao momento, verifica-se que a profundidade de penetração média dos três provetes de betão “CEMI”, na face moldada foi de $22,1 \pm 2,92$ mm e na face serrada foi

de $19,9 \pm 2,78$ mm. No caso do betão “CEMII”, na face moldada foi de $30,1 \pm 0,86$ mm e na face serrada foi de $30,7 \pm 1,75$ mm. Da análise destes resultados verifica-se, por um lado, que existe uma diferença entre a resistência à carbonatação das faces moldadas e das faces serradas. Enquanto que no betão “CEMI” as faces moldadas apresentaram uma maior profundidade média de carbonatação do que as faces serradas, o betão “CEMII” ocorreu o oposto. As faces serradas pertenciam ao interior do provete de origem – cubo de 200 mm de aresta – sendo expectável, portanto, que a rede porosa dessa zona fosse constituída por poros de menores dimensões e que estes se encontrassem mais desconexos. Tal expectativa é confirmada pelos resultados obtidos para o betão “CEMI”. Por outro lado, no betão “CEMII”, apesar de os valores médios obtidos serem sensivelmente da mesma ordem de grandeza, observou-se o oposto. Este acontecimento poderá ter sido motivado pela formação de fissuras provocadas pela serragem, tornando a progressão da carbonatação nas faces serradas mais fácil.

Tendo em consideração o fenómeno da carbonatação e atendendo à idade a que os provetes foram testados, é possível inferir que a influência da idade nos resultados obtidos neste ensaio será, à partida, pequena. Portanto, é possível afirmar que o betão “CEMII” oferece menos resistência ao agente agressivo em causa.

No presente estudo, apenas se avaliou a porosidade, recorrendo aos três ensaios anteriormente expostos (tal como foi referido anteriormente, aguardam-se os resultados do ensaio de permeabilidade ao oxigénio pelo motivo anteriormente exposto). Assim, os resultados obtidos para o ensaio de resistência à carbonatação são expectáveis na medida em que o betão “CEMII” demonstrou ser mais poroso do que o betão “CEMI”. Uma vez que é mais poroso, oferece menor resistência à penetração de agentes agressivos, como é o caso do dióxido de carbono.

A especificação portuguesa LNEC E 465 (2005) permite, com base no ensaio anteriormente descrito, prever o desenvolvimento da profundidade de penetração da carbonatação e estimar o período de propagação.

$$R_{65} = \frac{2 * c_{acel} * t_1}{X_1^2} \quad (1)$$

A equação anterior permite determinar em laboratório a resistência à carbonatação de um betão, R_{C65} , com base na especificação LNEC E 391 (1993), utilizando o tempo t_1 necessário para atingir no provete de ensaio um valor mensurável da profundidade de carbonatação X_1 , ao utilizar uma concentração de dióxido de carbono superior à do ar, c_{acel} , cujo valor é indicado na especificação LNEC E 465 (2005).

$$X = \sqrt{\frac{2 * 0,0007 * t}{R_{C65}}} * \sqrt{K0 * K1 * K2} * \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (2)$$

A equação (2) representa a expressão do modelo de previsão da profundidade de carbonatação, X (m), onde:

- t representa a idade, em anos, para a qual se pretende estimar a profundidade de carbonatação;
- R_{C65} a representa a resistência à carbonatação dum betão, em laboratório;
- $K0$ é um factor que assume o valor 3, quando as condições de ensaio são as descritas na especificação LNEC E 391 (1993);
- $K1$ é o factor que permite considerar a influência da humidade relativa, sendo o seu valor indicado na especificação LNEC E 465 (2005);

- K2 é o factor que permite considerar a influência da cura, sendo o seu valor indicado na especificação LNEC E 465 (2005);
- t_0 é o período de referência, tomando o valor de um ano;
- n é o factor que permite considerar a influência da molhagem/secagem ao longo do tempo, cujo valor se encontra indicado na especificação LNEC E 465 (2005).

Vendo a equação (2) de uma outra perspectiva, é possível observar que, resolvendo a referida equação em função de X, é possível determinar qual o tempo necessário para que a profundidade de carbonatação seja igual a um determinado valor. Se X assumir o valor da espessura de recobrimento então t será o tempo necessário para que a profundidade de carbonatação atinja a face das armaduras, isto é, t será o tempo de iniciação. A equação (3) explicita o que anteriormente foi dito:

$$t_i = \left(\frac{R_{C65} * c^2}{1,4 * 10^{-3} * k_0 * k_1 * k_2 * t_0^{2n}} \right)^{\frac{1}{1-2n}} \quad (3)$$

Utilizando os valores obtidos para as faces moldadas e aplicando a equação (1) resultam os resultados expostos no Quadro 23.

Quadro 23 – Resistência à carbonatação dos betões em estudo.

	$R_{C65} \text{ (kg.ano.m}^{-5}\text{)}$
"CEMI"	171
"CEMII"	89

Da análise do quadro anterior é possível concluir que, a resistência que os betões em estudo oferecem resistências significativamente diferentes ao ingresso do agente agressivo em causa

O Quadro 24 expõe um resumo da previsão da profundidade de carbonatação, para os betões "CEMI" e "CEMII" e o anexo A5, quadros A5.1 até A5.5 apresentam todos os valores calculados para o efeito em causa.

Quadro 24 – Estimativa da profundidade de carbonatação para os betões em estudo.

Tempo (anos)	$X_i \text{ (m)}$	
	"CEMI"	"CEMII"
5,0	0,0062	0,0086
10,0	0,0083	0,0114
15,0	0,0098	0,0135
20,0	0,0110	0,0153
25,0	0,0121	0,0167
30,0	0,0130	0,0181
40,0	0,0147	0,0204
50,0	0,0161	0,0223
100,0	0,0215	0,0298
150,0	0,0254	0,0352
200,0	0,0286	0,0397

Da análise do quadro anterior conclui-se que a profundidade de carbonatação estimada para o betão "CEMII" é superior à estimada para o betão "CEMI", para todas as idades consideradas. A especificação LNEC E 464 (2005) preceitua um mínimo de espessura nominal de quarenta milímetros. Imagine-se agora que, por algum motivo, aquando da execução de certa construção o mínimo recobrimento nominal recomendado pela especificação LNEC E 464 (2005) não é cumprido, executando-se uma espessura de recobrimento de dez milímetros. Recorrendo à equação (3), o tempo de iniciação, caso a estrutura tivesse sido executada com o betão "CEMI" seria igual a 15,88 anos e se

tivesse sido executada com o betão “CEMII” o tempo de iniciação seria igual a 7,22 anos. Assim, é de prever que a vida útil da estrutura, neste caso, não seja igual à desejável. A Fig.57 resume na mesma figura as profundidades de carbonatação estimadas para cada uma das espécies de betão.

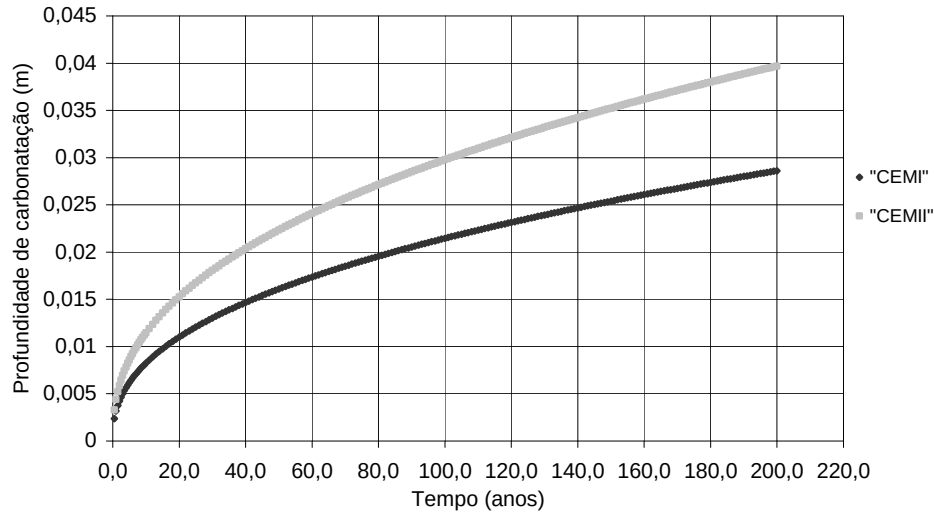


Fig.57 – Profundidades de carbonatação estimadas para ambas as espécies de betão.

Tal como foi referido anteriormente, a especificação LNEC E465 (2005) permite ainda estimar o período de propagação. Este é calculado a partir de:

$$K = \frac{0,1 * \left(74,5 + 7,3 * \frac{R}{\phi_0} - 17,4 * f_{cd} \right)}{\frac{\phi_0}{2}} \quad (4)$$

A equação anterior permite calcular o valor de K, onde:

- R é o recobrimento, em milímetros;
- ϕ_0 representa o diâmetro inicial das armaduras passivadas;
- f_{cd} é a resistência à compressão diametral do betão, com o valor de 2 e 2,5 MPa para a carbonatação.

$$t_p = \frac{k * \phi_0}{1,15 * \alpha * I_{corr}} \quad (5)$$

A equação (5) permite o cálculo do período de propagação, t_p com base em:

- α representa um factor de redução do diâmetro das armaduras por acção da corrosão que, para a carbonatação, assume o valor 2;
- I_{corr} representa a intensidade da corrente de corrosão ($\mu A \cdot cm^{-2}$).

A especificação LNEC E 465 (2005) define o valor da intensidade de corrente de corrosão com base na classe de exposição ambiental do caso em estudo. Neste trabalho, a classe de exposição que se optou por usar foi a XC4 o que conduz a, de acordo com a especificação em causa, um nível de corrosão das armaduras baixo/moderado. Ao nível de corrosão das armaduras baixo/moderado está associada uma intensidade de corrente de corrosão que varia entre 0,1 e 1 $\mu A \cdot cm^{-2}$.

Da análise das equações (3) e (4) depreende-se que o período de propagação depende de quatro variáveis: do recobrimento, do diâmetro inicial das armaduras passivadas, da resistência à compressão diametral do betão e da intensidade da corrente de corrosão. Assim, os seguintes valores foram adoptados para os parâmetros anteriormente indicados:

- Estudar três espessuras de recobrimento diferentes – 40, 30 e 10 mm;
- Avaliar a influência da resistência à compressão diametral do betão, aplicando ambos os valores indicados;
- O diâmetro inicial das armaduras passivadas foi fixado como sendo igual a 25 mm;
- Utilizar o valor mais gravoso para a intensidade de corrente de corrosão, isto é, $1 \mu\text{A}.\text{cm}^{-2}$.

O resultado da estimativa dos períodos de propagação para os betões “CEMI” e “CEMII” é apresentado no Quadro 25.

Quadro 25 – Estimativa do período de propagação para os betões “CEMI” e “CEMII”.

Recobrimento (mm)	40		30		10	
Diâmetro da armadura (mm)	25		25		25	
Resistência à compressão diametral do betão (MPa)	2	2,5	2	2,5	2	2,5
Factor α associado à carbonatação	2					
Intensidade da corrente de corrosão ($\mu\text{A}.\text{cm}^{-2}$)	1					
Período de propagação (anos)	4,47	3,71	4,21	3,46	3,71	2,95

Conjugando os resultados obtidos para o tempo de propagação e os resultados obtidos para o tempo de iniciação, conclui-se, como seria expectável, que a espessura de recobrimento representa um papel de extrema importância na resistência ao ataque de agentes agressivos e, conseqüentemente, no tempo de vida útil da estrutura.

2.5.2.7. Determinação da resistência à penetração de cloretos

A ASTM C 1202 (2007) foi a norma seleccionada para executar o ensaio de resistência à penetração de cloretos. Esta recomenda a utilização de cilindros, moldados ou caroteados, com uma espessura de 51 mm e um diâmetro nominal de 102 mm. Os provetes devem ser submetidos ao acondicionamento prévio descrito na norma em questão, ao fim do qual estão prontos a ser ensaiados.



Fig.58 – Montagem do provete na célula de ensaio.

É de salientar que a norma ASTM C 1202 (2007) refere que, para diâmetros diferentes de 95 mm, o valor final do ensaio deve ser corrigido de acordo com a equação (5):

$$Q_s = Q_x * \left(\frac{3,75}{x} \right)^2 \quad (5)$$

Onde:

- Q_s representa a carga passada, em coulomb, através de um provete de diâmetro igual a 3,75 in (95mm);
- Q_x é a carga passada, em coulomb, através de um provete com x in de diâmetro;
- x é o diâmetro, em polegada (in), do provete utilizado.

Nos quadros 26 e 27 apresentam-se os resultados obtidos, assim como a devida correcção para o diâmetro real dos provetes utilizados.

Quadro 26 – Resultados do ensaio de penetração de cloretos para os provetes de betão “CEMI”, analisados à luz da ASTM C1202 (2007).

Referência do provete		Cl 1	Cl 2	Cl 3	Valor médio
Diâmetro do provete de referência (mm)			95		
Diâmetro médio real dos provetes utilizados (mm)		100,50	99,25	99,50	
Carga eléctrica passada (C)	Final do ensaio	2713	2968	3762	3148
	Corrigida para o diâmetro do provete	2437	2734	3448	2873
Penetrabilidade de iões cloreto		Moderada	Moderada	Moderada	Moderada

Como se pode verificar pelo Quadro 26, o betão “CEMI” apresenta uma moderada penetrabilidade de iões cloreto.

Quadro 27 – Resultados do ensaio de penetração de cloretos para os provetes de betão “CEMII”, analisados à luz da ASTM C1202 (2007).

Referência do provete		Cl 1	Cl 2	Cl 3	Valor médio
Diâmetro do provete de referência (mm)			95		
Diâmetro médio real dos provetes utilizados (mm)		98	99	99,25	
Carga eléctrica passada (C)	Final do ensaio	2978	3730	4402	3703
	Corrigida para o diâmetro do provete	2813	3453	4054	3440
Penetrabilidade de iões cloreto		Moderada	Moderada	Alta	Moderada

Da análise Quadro 27, conclui-se que o betão “CEMII” pertence à mesma classe de penetrabilidade de iões cloreto do betão “CEMI”. No entanto, o valor médio da carga eléctrica passada através dos provetes de betão “CEMI” é inferior à passada através do betão “CEMII”.

Analisando os resultados individuais patentes nos quadros 26 e 27 é de referir que os resultados obtidos apresentam uma dispersão considerável.

O Quadro 28 que se segue expõe os valores da resistividade obtidos para ambos os betões.

Quadro 28 – Quadro resumo da resistividade para os diferentes betões, calculados pela RILEM TC 154 EMC.

	Provete	Diâmetro (mm)	Área transversal (m ²)	Altura média do provete (m)	Corrente inicial (mA)	Resistividade (Ω.m)	Resistividade média (Ω.m)
"CEMI"	CL1	100,5	0,007933	0,0505	137,3	68,65	69,22 ± 4,08
	CL2	99,3	0,007737	0,0495	127,5	73,55	
	CL3	99,5	0,007776	0,0495	144,0	65,45	
"CEMII"	CL1	98,0	0,007543	0,0505	140,7	63,70	58,39 ± 9,03
	CL2	99,0	0,007698	0,0510	142,6	63,51	
	CL3	99,3	0,007737	0,0510	189,8	47,96	

Da análise do quadro anterior verifica-se que o betão "CEMI" apresenta um valor médio da resistividade superior ao do betão "CEMII", evidenciando assim a sua capacidade de melhor resistir à penetração de iões cloreto.

Os resultados deste ensaio, tal como acontece com os do ensaio de resistência à penetração de dióxido de carbono, dependem de, entre outros factores, da porosidade e porometria. Quanto mais poroso for o meio, menor será a resistência que este oferece a ser penetrado por iões cloreto. Assim, sendo o betão "CEMII" mais poroso do que o betão "CEMI", os resultados obtidos estão de acordo com o que seria expectável para os betões em estudo.

3

Discussão e conclusões

3.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

De forma mais específica, o comportamento dos dois betões, expõe-se de seguida:

- Em termos de resistências mecânicas, a resistência mecânica média à flexão do betão executado com CEM I 42,5 R, apresentou valores médios de $3,8 \pm 0,06$ MPa e de $4,8 \pm 0,07$ MPa aos sete e aos vinte e oito dias, respectivamente; por sua vez, o betão executado com CEM II A-L 42,5 R, exibiu $3,5 \pm 0,13$ MPa e $4,3 \pm 0,04$ MPa, aos sete e vinte e oito dias respectivamente; em termos percentuais, a diminuição verificada representa uma redução de 8,8% aos sete dias e de 4,9% aos vinte e oito dias;
- No que concerne a resistência média à compressão, o betão executado com CEM I 42,5 R aos sete dias apresentou $32,7 \pm 1,26$ MPa e aos vinte e oito dias $39,5 \pm 0,29$ MPa; por outro lado, o betão executado com CEM II A-L 42,5 R, aos sete dias exibiu $27,2 \pm 0,58$ MPa e aos vinte e oito dias $34,5 \pm 0,87$ MPa; tal representa uma diminuição de 20,2% aos sete dias e 15,0% aos vinte e oito dias;
- Relativamente à retracção média, a do betão executado com CEM I 42,5 R, aos sete dias foi de 95×10^{-6} , aos vinte e oito dias 224×10^{-6} e aos quarenta dias 267×10^{-6} ; o betão executado com CEM II A-L 42,5 R, obteve sempre valores superiores, sendo que aos sete dias a retracção média era de 109×10^{-6} , aos vinte e oito dias era de 251×10^{-6} e aos quarenta dias 286×10^{-6} ; em termos percentuais, o aumento representa 14,7%, 12,1% e 7,1% aos sete, vinte e oito e quarenta dias, respectivamente;
- No ensaio da porosidade livre, aberta ou às 48 h, o N_{48} médio obtido pelo betão “CEMI” e “CEMII” foi de $11,1 \pm 0,7\%$ e $11,8 \pm 0,4\%$, respectivamente;
- A massa de água absorvida por capilaridade às vinte e quatro horas foi de 34,0 g e às setenta e duas horas foi de 47,8 g para o betão executado com CEM I 42,5 R, apresentando um coeficiente de absorção capilar de $0,014852 \text{ kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1/2}$; o betão executado com CEM II A-L 42,5 R às vinte e quatro horas absorveu por capilaridade 41,4 g de água e às setenta e duas horas 56,6 g; assumindo o coeficiente de absorção capilar o valor de $0,017211 \text{ kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1/2}$; tal representa um aumento de 21,8% e 18,4% às vinte e quatro e setenta e duas horas, respectivamente, para a massa de água absorvida por capilaridade; relativamente ao coeficiente de absorção capilar verificou-se um aumento de 15,9%;
- A profundidade média de penetração de água sob pressão, para o betão executado com CEM I 42,5 R, foi de 1,3 cm e a máxima foi de 2,4 cm; no betão executado

com CEM II A-L 42,5 R verificou-se uma profundidade média de penetração de água sob pressão, de 2,3 cm e a máxima de 3,4 cm; para este parâmetro, o aumento pautou-se em 76,9% para a profundidade média de penetração de água sob pressão e em 41,7% para a profundidade máxima da penetração de água sob pressão

- A profundidade média de carbonatação observada, nas faces moldadas, no betão executado com CEM I 42,5 R aos 169 dias foi de $22,1 \pm 2,92$ mm e no betão executado com CEM II A-L 42,5 R, aos 163 dias foi de $30,1 \pm 0,86$ mm; tais resultados conduzem a R_{C65} de 171 e 89 kg.ano.m^{-5} , para o betão “CEMI” e “CEMII”, respectivamente;
- A classe de penetrabilidade do ião cloreto a que pertence o betão executado com CEM I 42,5 R é a moderada, com uma carga média passada de 2873 C; a classe de penetrabilidade do betão executado com CEM II A-L 42,5 R também foi moderada, apresentando, no entanto, uma carga média passada de 3440 C;
- A resistividade média do betão executado com CEM I 42,5 R foi de $62,22 \pm 4,08$ $\Omega.m$; o betão executado com CEM II A-L 42,5 R apresentou uma resistividade média de $58,39 \pm 9,03$ $\Omega.m$;

Os resultados anteriormente expostos são sintetizados no Quadro 29.

Quadro 29 – Quadro síntese dos resultados obtidos neste estudo.

Quadro 29 – Quadro síntese dos resultados obtidos neste estudo.				
		Idade	Tipo de betão	
			"CEMI"	"CEMII"
Resistência mecânicas (MPa)	Flexão	7 d	3,8±0,06	3,5±0,13
		28 d	4,8±0,07	4,3±0,04
	Compressão	7 d	32,7±1,26	27,2±0,58
		28 d	39,5±0,29	34,5±0,87
Retracção (x10 ⁻⁶)		7 d	95	109
		28 d	224	251
		40 d	267	286
Porosidade livre, aberta ou às 48 h - N ₄₈ - (%)		-	11,1±0,7	11,8±0,4
Absorção de água por capilaridade	Massa absorvida (g)	24 h	34,0	41,4
		72 h	47,8	56,6
	Coefficiente de absorção capilar (kg.m ⁻² .s ^{-1/2})	-	0,014852	0,017211
Profundidade de penetração de água sob pressão, valor médio (cm)	Médio	-	1,3±0,41	2,3±0,18
	Máximo		2,4±0,54	3,4±0,11
Carbonatação (faces modadas)	Profundidade, valor médio (mm)	-	22,1±2,92 (169 d)	30,1±0,86 (163 d)
	R _{C65} (kg.ano.m ⁻⁵)		171	89
Cloreto	Classe de penetrabilidade, valor médio (C)	-	2873	3440
	Resistividade, valor médio (Ω.m)	-	69,22±4,08	58,39±9,03

3.2. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.2.1. RESISTÊNCIAS MECÂNICAS

No caso em estudo, as resistências mecânicas do betão “CEMII” foram inferiores às do betão “CEMI”. De facto, segundo Jackson (Jackson, 1998), a presença de fíler, em geral, diminui a resistência aos 28 dias mas às primeiras idades a resistência pode ser superior à obtida com pozolanas. No presente estudo as diferenças verificadas são motivadas pelo facto de não se ter levado em linha de conta que o fíler é uma adição não activa e, portanto, que foi usada uma menor quantidade de clínquer por metro cúbico do cimento CEM II A-L, acarretando consequentemente que, a razão água cimento de 0,6 considerada não fosse real.

Veja-se por exemplo o trabalho publicado por Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007), onde o autor estudou, entre outras, três composições de betão com cimentos CEM I 52,5 R, CEM I 52,5 R com 15 % de substituição por fíler calcário e CEM I 52,5 R com 30% de substituição por fíler calcário, tendo verificado uma diminuição mais significativa à medida que a percentagem de substituição do clínquer por fíler calcário aumentava. Os resultados deste autor estão patentes no Quadro 30.

Quadro 30 – Resistência à compressão de betões (Bertolini, *et al.*, 2007).

Ligante utilizado	Razão A/L	Quantidade de ligante	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)
CEM I 52,5 R	0,61	300	59,2
	0,46	300	87,0
		350	70,7
	0,42	350	86,6
CEM I 52,5 R com 15% de fíler calcário (CEM II A-L)	0,61	250	54,5
	0,46	300	45,2
		300	47,8
		350	67,3
		350	83,3
	0,42	400	63,7
CEM I 52,5 R com 30% de fíler calcário (CEM II B-L)	0,61	300	36,7
	0,46	300	62,0
		350	57,4
	0,42	350	66,6

3.2.2. CARBONATAÇÃO

Analisando a resistência à carbonatação dos betões “CEMI” e “CEMII” também se observa que existe uma diferença entre os betões em estudo. Da mesma forma como já referido, não foi levado em consideração a menor quantidade de clínquer do cimento CEM II A-L, tendo isto alterado a razão água cimento efectiva e, conseqüentemente, alterado de forma negativa a porosidade do betão “CEMII”. Como tal, a resistência à carbonatação do betão “CEMII” é inferior à do “CEMI”. No Quadro 31 estão patentes os resultados obtido por dois autores para a resistência à carbonatação de betões.

Quadro 31 – Resistência à carbonatação de betões (Bertolini, *et al.*, 2007, Marques; Costa, 2008).

Autor	Ligante utilizado	Razão A/L	Quantidade de ligante	Resistência à carbonatação R_{C65} (kg.ano.m ⁻⁵)	K_{acc} (mm.ano ^{-1/2})		
					Número de dias de cura húmida		
					1	7	28
Marques; Costa, 2008	CEM I	0,60	320	115	-		
	CEMII A-L	0,60	320	100			
Bertolini <i>et al.</i> , 2007	CEM I 52,5 R	0,61	300	-	29,8	20,2	19,2
		0,46	300		26,2	21,3	8,1
			350		28,4	17,8	4,6
			350		-	12,1	-
	CEM I 52,5 R com 15% de fíler calcário (CEM II A-L)	0,61	250		41,7	33,1	18,4
		0,46	300		47,3	36,5	26,4
			350		25,6	13,8	13,5
			350		21,7	15,2	7,2
		0,42	350		-	12,6	-
			400		-	18	-
	CEM I 52,5 R com 30% de fíler calcário (CEM II B-L)	0,61	300		56	43,8	31,6
		0,46	300		38,8	24,4	19,9
			350		21,3	24,4	17,4
			350		-	11,3	-

Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007) estudou a resistência à carbonatação recorrendo ao coeficiente de carbonatação K_{acc} . Este foi avaliado de acordo com a relação:

$$d = K * \sqrt{t} \quad (6)$$

Na relação apresentada anteriormente, d representa a profundidade de carbonatação obtida para o tempo t de exposição, em condições de carbonatação acelerada.

Relativamente à resistência à carbonatação – R_{C65} – relembra-se que esta é obtida recorrendo a:

$$R_{65} = \frac{2 * c_{accel} * t_1}{X_1^2} \quad (1)$$

Onde, tendo como base a especificação LNEC E 391 (1993), utilizando o tempo t_1 necessário para atingir no provete de ensaio um valor mensurável da profundidade de carbonatação X_1 e utilizando uma concentração de dióxido de carbono superior à do ar, c_{accel} , cujo valor é indicado na especificação LNEC E 465 (2005), se determina a resistência à carbonatação.

Da análise do Quadro 30 pode-se verificar que tanto Marques e Costa (Marques; Costa, 2008), como Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007) constataram que a resistência à carbonatação de betões com cimentos cujo clínquer foi parcialmente substituído por fíler calcário é inferior à resistência à carbonatação de betões com cimento CEM I.

Repare-se que Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007) avaliou não só a influência do ligante, como também a influência da quantidade de ligante, razão água ligante e o tempo de cura. Este autor concluiu que os parâmetros que mais influenciam o coeficiente de carbonatação em ensaio acelerado – K_{acc} – são o tempo de cura e a razão água ligante, tendo observado uma diminuição considerável de K_{acc} com o aumento do tempo de cura. Para além disto, correlacionou com o auxílio da Fig.59, o K_{acc} e a resistência à compressão e o coeficiente de carbonatação em condições de exposição natural – K_{nat} – e o K_{acc} , em (a) e (b), respectivamente.

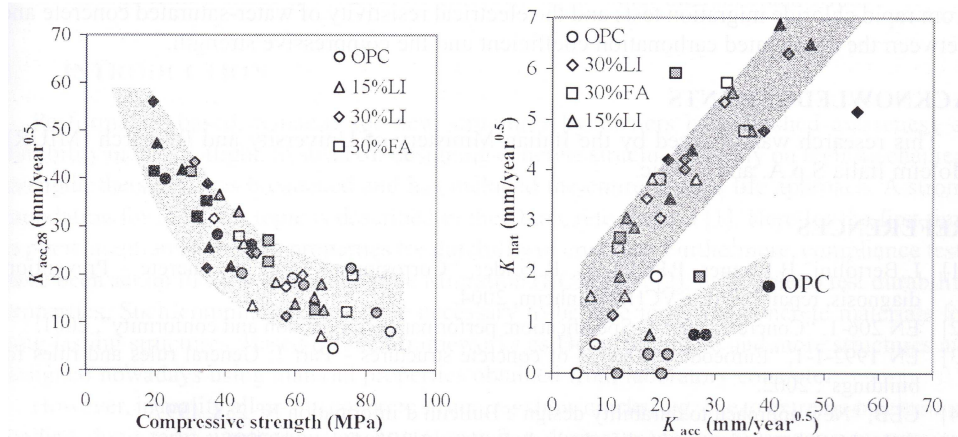


Fig.59 – Relação entre: (a) – K_{acc} para os diferentes tempos de cura e a resistência à compressão; (b) – K_{nat} e o K_{acc} para os diferentes tempos de cura (Bertolini, *et al.*, 2007).

Face ao exposto na Fig.59 Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007) concluiu que os resultados sugerem, tal como acontece com a resistência à compressão, que o K_{acc} depende principalmente da porosidade capilar da pasta de cimento e, possivelmente, a influência do ligante na resistência à carbonatação poderá ser aproximadamente estimada a partir dos resultados da resistência à compressão.

Paralelamente e no âmbito de relacionar a resistência à carbonatação e a resistência à compressão, Gonçalves *et al.* (Gonçalves, *et al.*, 2007) sugeriram duas relações: uma para os cimentos CEM I e CEM II A – equação (7) – e outra para os cimentos CEM II B até CEM V – equação (8). As equações em causa são apresentadas de seguida.

$$R_{C65} = 0,0016 * \sigma^{3,106} \quad (7)$$

$$R_{C65} = 0,0018 * \sigma^{2,8618} \quad (8)$$

Aplicando a equação (7) aos betões em estudo no presente trabalho resultam os valores apresentados no Quadro 32.

Quadro 32 – Resistência à carbonatação, obtida e a estimada a partir da equação (7), dos betões em estudo.

	R_{C65} (kg.ano.m ⁻⁵)	
	Obtido	Estimado
"CEMI"	171	148
"CEMII"	89	96

Como se pode verificar da análise do quadro anterior, a equação em causa subestima a resistência à carbonatação do betão "CEMI" e sobrestima a resistência à carbonatação do betão "CEMII". Ou seja, neste caso particular a utilização do modelo em causa poderá não ser a mais apropriada. Deve, no entanto, ser salientado que o parâmetro R^2 , avaliador da qualidade do ajuste, assume o valor de 0,83 no caso da equação (7) e de 0,90 no caso da equação (8).

Conhecer o parâmetro R_{C65} tem o maior interesse para estimar o período de iniciação da vida útil de uma obra. De facto, o período de vida útil de projecto – t_L – é calculado somando o período de iniciação de projecto – t_i – com o período de propagação – t_p . O período de iniciação de projecto é obtido afectando o período de iniciação calculado (aqui designado de t_{ic}), como já apresentado, a partir da equação (3), de um coeficiente associado à classe de fiabilidade pretendida. Por sua vez, as classes de fiabilidade são definidas pela especificação LNEC E 465 (2005).

$$t_{ic} = \left(\frac{R_{C65} * c^2}{1,4 * 10^{-3} * k_0 * k_1 * k_2 * t_0^{2n}} \right)^{\frac{1}{1-2n}} \quad (3)$$

$$t_i = \frac{t_{ic}}{\gamma} \quad (9)$$

$$t_L = t_i + t_p \quad (10)$$

De forma a diferenciar as consequências da rotura ou de deficiente funcionamento, a especificação LNEC E 464 (2005) serve-se da norma EN 1990 para estabelecer as classes de consequências – CC. Para o actual efeito, foi seleccionada a classe de consequências 2 – CC2 – que corresponde a médias consequências aplicáveis, v.g., a edifícios de habitação, industriais e de escritórios. A estas CC, a referida norma faz corresponder classes de fiabilidade – RC – que variam da 1 à 3. Assim, associada à CC2 está a RC2 que determina que o factor de segurança da vida útil γ assume o valor de 2,3.

Atendendo ao exposto anteriormente, numa primeira fase procede-se ao cálculo de t_{ic} recorrendo à equação (3). No Quadro 33 apresentam-se os resultados obtidos para o t_{ic} , calculados para o recobrimento mínimo de durabilidade associados a um tempo de vida útil de 100 anos – $c_{min,dur} = 40$ mm – e de 50 anos – $c_{min,dur} = 30$ mm. Calculou-se ainda o t_{ic} para um $c_{min,dur}$ igual a 10 mm.

Quadro 33 – Valores de t_{ic} para vários $c_{min,dur}$, para ambos os betões.

$c_{min,dur}$ (mm)	Tipo de betão	
	"CEMI"	"CEMII"
	t_{ic} (anos)	
40	448,3	203,8
30	224,1	101,9
10	15,9	7,2

Posteriormente, os valores de t_{ic} são minorados de acordo com a equação (9), obtendo-se os tempos de iniciação de projecto – t_i . O Quadro 34 apresenta os valores obtidos para t_i .

Quadro 34 – Valores de t_i para vários $c_{min,dur}$, para ambos os betões.

Classe de fiabilidade	"CEMI"			"CEMII"		
	RC2			RC2		
	γ			2,3		
$c_{min,dur}$ (mm)	40	30	10	40	30	10
t_i (anos)	194,9	97,5	6,9	88,6	44,3	3,1

Somando ao valor de t_i o valor do tempo de propagação – t_p – obtém-se o período de vida útil de projecto – t_L . Relembra-se que o valor de t_p é determinado recorrendo às equações (4) e (5):

$$K = \frac{0,1 * \left(74,5 + 7,3 * \frac{R}{\phi_0} - 17,4 * f_{cd} \right)}{\frac{\phi_0}{2}} \quad (4)$$

$$t_p = \frac{k * \phi_0}{1,15 * \alpha * I_{corr}} \quad (5)$$

Onde:

- R é o recobrimento, em milímetros;
- ϕ_0 representa o diâmetro inicial das armaduras passivadas;
- f_{cd} é a resistência à compressão diametral do betão, com o valor de 2 e 2,5 MPa para a carbonatação.
- α representa um factor de redução do diâmetro das armaduras por acção da corrosão que, para a carbonatação, assume o valor 2;
- I_{corr} representa a intensidade da corrente de corrosão ($\mu A.cm^{-2}$).

No Quadro 35 apresentam-se os valores obtidos para t_L .

Quadro 35 – Valores de t_L para ambos os betões.

	$C_{min,dur}$ (mm)	t_i (anos)	t_p (anos)	t_L (anos)
"CEMI"	40	194,9	4,5	199
			3,7	199
	30	97,5	4,2	102
			3,5	101
	10	6,9	3,7	11
			2,9	10
	40	88,6	4,5	93
			3,7	92
"CEMII"	30	44,3	4,2	49
			3,5	48
	10	3,1	3,7	7
			2,9	6

Da análise do Quadro 33 podem ser tiradas várias ilações. A primeira é que, tal como sugeriam os restantes resultados referentes à resistência à carbonatação, o betão "CEMI" tem um maior período de vida útil de projecto do que o betão "CEMII". A segunda é que, tanto para um tempo de vida útil de 50 anos, como de 100 anos, é inadequada a utilização do betão "CEMII", uma vez que, ao contrário do que exige a especificação LNEC E 465 (2005), possui um período de vida útil de projecto – t_L – inferior ao tempo de vida útil – t_g .

3.2.3. CLORETOS

No presente estudo, a determinação da resistência à penetração de cloretos foi realizado de acordo com a norma ASTM C 1202 (2007), a qual não permite a determinação de D_{ns} – coeficiente de difusão de cloretos. No entanto, pareceu importante fazer algumas referências a outros autores, no âmbito da discussão dos resultados dos ensaios de penetração de cloretos. De facto, os dois ensaios, o da norma ASTM C1202 (2007) e o ensaio pelo qual se obtém o D_{ns} , são ambos ensaios de migração que se correlacionam.

Assim, Gonçalves *et al.* (Gonçalves, *et al.*, 2007) realizou um estudo no qual avaliou o referido coeficiente de difusão de cloretos – D_{ns} . Os valores resultantes estão expostos no Quadro 36.

Quadro 36 – Valores de D_{ns} de espécie de betão de várias classes de resistência (Gonçalves, *et al.*, 2007).

Autor	Classe de resistência	Razão A/C	D_{ns} ($10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	
			CEM I ou II/A	CEM II/B até V
Gonçalves <i>et al.</i> , 2007	C20/25	0,54	43,0	13,1
	C25/30	0,50	34,4	11,0
	C30/37	0,46	26,4	8,8
	C35/45	0,42	20,4	7,2
	C40/50	0,4	17,8	6,4
	C45/55	0,39	15,7	5,8
	C50/60	0,37	13,9	5,2
	C55/67	0,35	12,0	4,6
	C60/75	0,3	10,2	4,1

No artigo em causa, não é explícito qual a dosagem nem o tipo de ligante utilizado. Para além disto, tal como sugere a especificação LNEC E 464 (2005), é referido que os cimentos CEM I e II/A têm desempenhos equivalentes face ao agente agressivo em causa.

Com base nos resultados obtidos em todos os ensaios efectuados, Gonçalves *et al.* (Gonçalves, *et al.*, 2007) propõem duas relações entre a resistência à compressão e o coeficiente de difusão de cloretos: uma para os cimentos CEM I e CEM II A – equação (11) – e outra para os cimentos CEM II B até CEM V – equação (12).

$$D_{ns} = 8471,6 * \sigma^{-1,5246} \quad (11)$$

$$D_{ns} = 981,15 * \sigma^{-1,2445} \quad (12)$$

É de notar, no entanto, que o parâmetro R^2 , avaliador da qualidade do ajuste, assume o valor de 0,89 no caso da equação (11) e de 0,66 no caso da equação (12).

Por outro lado, Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007) avaliou não só o coeficiente de difusão de cloretos – D_{ns} – como também a resistividade – ρ . Os resultados obtidos por este autor sintetizam-se no Quadro 37.

Quadro 37 – Valores de ρ e de D_{ns} de espécie de betão de várias classes de resistência (Bertolini, *et al.*, 2007).

Autor	Ligante utilizado	Razão A/L	Quantidade de ligante	ρ ($\Omega.m$)			D_{ns} ($10^{-12} m^2.s^{-1}$)
				Número de dias de cura húmida			
				7	28	180	
Bertolini <i>et al.</i> , 2007	CEM I 52,5 R	0,61	300	24	38	79	12,5
		0,46	300	37	53	153	7,7
			350	28	44	115	7,7
		0,42	350	33	52	140	5,4
	CEM I 52,5 R com 15% de fíler calcário (CEM II A-L)	0,61	250	20	27	63	18,9
		0,46	300	20	29	59	19,8
			350	27	40	92	15,1
		0,42	350	28	38	101	13,6
			400	29	40	112	11,3
	CEM I 52,5 R com 30% de fíler calcário (CEM II B-L)	0,42	350	28	39	101	11,4
			400	28	39	101	11,4
		0,61	300	17	27	59	38,3
		0,46	300	26	39	95	18,1
			350	23	36	86	23,5
	0,42	350	25	43	103	13,2	

De acordo com Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007) a resistividade eléctrica de um betão saturado por água é uma medida indirecta da porosidade desse betão e, portanto, a sua evolução no tempo reflecte as mudanças com o tempo da microestrutura da pasta de cimento endurecida. Este autor concluiu que para todas as relações água ligante avaliadas, a substituição do clínquer por 15 e 30% de fíler calcário diminuiu a resistividade eléctrica. A justificação destes resultados encontra-se no facto do fíler calcário possuir um comportamento inerte, tendo, por conseguinte, um efeito negligenciável na diminuição da porosidade da pasta de cimento endurecida. Salienta ainda que apesar do tipo de ligante em conjunto com a duração da cura e a razão água ligante terem desempenhado um papel preponderante, a resistividade do betão também diminuiu com o aumento do conteúdo de ligante. Esta redução pode ser atribuída ao aumento da quantidade de pasta de cimento e, consequentemente, do volume disponível para transporte iónico (Bertolini, *et al.*, 2007).

Quanto ao coeficiente de difusão de cloretos, o efeito benéfico desempenhado pela redução da porosidade, devida à diminuição da razão água ligante, para qualquer tipo de cimento, é passível de ser constatado nos resultados patentes no Quadro 32. Apesar da quantidade de ligante parecer não desempenhar um papel significativo, o mesmo não se pode afirmar relativamente ao tipo de ligante empregue. A substituição do clínquer por fíler calcário conduz a um aumento da porosidade e permeabilidade da pasta de cimento hidratada. Desta forma, a influência negativa da substituição de clínquer por fíler calcário é mais significativa em relação à penetração de cloretos do que para a resistência (Bertolini, *et al.*, 2007).

Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007) relacionou ainda os resultados obtidos para a resistividade com os obtidos para o coeficiente de difusão de cloretos. Os resultados deste autor sugerem que a simples medição da resistividade do betão pode ser utilizada, ao invés de métodos de penetração de cloretos mais laboriosos, de forma a, numa primeira instância, perceber qual o desempenho de diferentes tipos de betão face à penetração de cloretos, especialmente quando diferentes tipos de ligantes estão em estudo. Por outro lado, a simples determinação da resistência à compressão, apesar desta estar também relacionada com a porosidade da pasta de cimento, não pode ser utilizada como um meio fiável para estimar a resistência à penetração de cloretos (Bertolini, *et al.*, 2007).

Os resultados obtidos no presente estudo estão em consonância com os resultados obtidos por Bertolini *et al.* (Bertolini, *et al.*, 2007), isto é, a utilização de fíler calcário como substituição do clínquer é nefasto para a resistência à penetração de cloretos.

3.3. CONCLUSÕES

Verifica-se que, utilizando a razão água cimento máxima e a dosagem de cimento mínima, neste caso, da classe XC4 da especificação LNEC E 464 (2005), não se verificou o requisito de resistência para nenhum dos betões.

Na realidade, e com base nos resultados expostos no capítulo anterior, os betões analisados são diferentes, tanto em termos de resistências mecânicas como também relativamente à durabilidade. O betão executado com cimento CEM I 42,5 R apresenta melhor qualidade. De facto, utilizando o conceito de betão equivalente previsto tanto pela NP EN 206 – 1 (2007), como pela especificação LNEC E 465, poderá não ser muito adequado afirmar que estes dois betões possuem um desempenho equivalente. A diferença de comportamento dos betões em estudo deve-se a o cimento CEM II possuir menos clínquer e o fíler não ser uma adição activa.

Como os cimentos CEM II são os mais utilizados em Portugal será interessante, em trabalhos futuros, verificar que requisitos mínimos deveriam ser estabelecidos para o cimento CEM II com o intuito de completar a tabela 6 da especificação LNEC E 464, incluindo o cimento CEM II/A separado do cimento CEM I. O estudo englobaria não só o fíler calcário mas também as restantes adições consideradas na regulamentação.

No entanto, para complementar esta investigação, será aconselhável que este estudo seja repetido para outras composições de betão, com outros agregados, outros adjuvantes, outras classes de abaixamento, cumprindo as restrições impostas pela especificação LNEC E 464, de forma a discernir se a tendência observada se mantém.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ann, Ki Yong; Song, Ha-Won - Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. *Corrosion Science*. 49 (2007). p. 4113–4133.
- Bertolini, Luca; Lollini, Federica; Radaelli, Elena, “Influence of concrete composition on parameters related to the durability of reinforced concrete structures”, *Proceedings of the International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures*, pp.71-78, 5-7 November, 2007, Guimarães, Portugal
- Bonavetti, V. L., *et al.* - Limestone filler cement in low w/c concrete A rational Use of Energy. *Cement and Concrete Research*. 6:33 (2003). p. 865-871.
- Coutinho, A. de Sousa; Gonçalves, Arlindo - *Fabrico e Propriedades do Betão*. 3ª Edição. Lisboa, Portugal: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1997.
- Coutinho, Maria Joana Álvares Ribeiro de Sousa - *Durabilidade e protecção adicional*. Porto: FEUP, 2007.
- Coutinho, Maria Joana Álvares Ribeiro de Sousa “Durabilidade de estruturas de betão armado com CPF – Cofragem de Permeabilidade Controlada”. *Durabilidade de Estruturas de Betão Armado*, pp. 26-30, *Construção Magazine*, nº31, ISSN 1645-1767, Maio/Junho, 2009
- Coutinho, Maria Joana Álvares Ribeiro de Sousa, “Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem”, dissertação para doutoramento, 392 pp., Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 24 Julho, 1998. (publicado em livro, FEUP edições, ISBN, 972-752-073-1, 2005).
- E 391. [1993]. “Betões. Determinação da resistência à carbonatação”.
- E 392. [1993]. “Betões. Determinação da permeabilidade ao oxigénio”.
- E 393. [1993]. “Betões. Determinação da absorção de água por capilaridade”.
- E 398. [1993]. “Betões. Determinação da retracção e da expansão”.
- E 464. [2005]. “Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais”.
- E 465. [2005]. “Betões. Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado e pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS”.
- E 467. [2005]. “Agregados para betões. Características e requisitos de conformidade”.
- Gonçalves, A. F.; Ribeiro, A. B.; Esteves Ferreira, M. J., “The new specifications on reinforced concrete durability”, *Proceedings of the International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures*, pp.131-139, 5-7 November, 2007, Guimarães, Portugal
- González, M. A.; Irassar, E. F. - Effect of limestone filler on the sulfate resistance of low C3A Portland cement. *Cement Concrete Research*. 11:28 (1998). p. 1655-1667.
- Hartshorn, S. A.; Sharp, J. H.; Swamy, R. N. - The thaumasite form of sulfate attack in Portland-limestone cement mortars stored in magnesium sulfate solution. *Cement Concrete Composites*. 3-4:24 (2002). p. 351-359.

Hartshorn, S. A.; Sharp, J. H.; Swamy, R. N. - Thaumasite formation in Portlandlimestone cement pastes. *Cement and Concrete Research*. 8:29 (1999). p. 1331-1340.

Irassar, E. F. - Sulfate attack on cementitious materials containing limestone filler — A review. *Cement and Concrete Research*. 39 (2009). p. 241–254.

Kohler, S.; Heinz, D.; Urbonas, L. - Effect of ettringite on thaumasite formation. *Cement and Concrete Research*. 4:36 (2006). p. 697-706.

Lee, S. T., *et al.* - Effect of limestone filler on the deterioration of mortars and pastes exposed to sulfate solutions at ambient temperature. *Cement and Concrete Research*. 1:38 (2008). p. 68-76.

Lothenbach, Barbara, *et al.* - Influence of limestone on the hydration of Portland cements. *Cement and Concrete Research*. 38 (2008). p. 848-860.

Maaddawy, Tamer El; Soudki, Khaled - A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking. *Cement & Concrete Composites* 29 (2007). p. 168-175.

Marques, Pedro F.; Costa, António - Vida útil de estruturas de betão armado face à carbonatação. Prescrição (LNEC E 464) vs Desempenho (LNEC E 465). In: BE2008 - Encontro Nacional Betão Estrutural, Guimarães, 2008, 5, 6, 7 de Novembro.

NP 414. [1964]. “Consistência do betão. Ensaio de espalhamento”.

NP EN 1008. [2003]. “Água de amassadura para betão. Especificações para a amostragem, ensaio e avaliação da aptidão da água, incluindo a recuperada nos processos da indústria de betão, para o fabrico de betão”.

NP EN 1097 – 3. [2002]. “Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 3: Determinação da baridade e volume de vazios”.

NP EN 1097 – 6. [2003]. “Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 6: Determinação da massa volúmica e da absorção de água”.

NP EN 12350 – 2. [2002]. “Ensaio do betão fresco. Parte 2: Ensaio de abaixamento”.

NP EN 12390 – 1. [2003]. “Ensaio do betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e moldes”.

NP EN 12390 – 2. [2003]. “Ensaio do betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica”.

NP EN 12390 – 3. [2003]. “Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio”.

NP EN 12390 – 5. [2003]. “Ensaio do betão endurecido. Parte 5: Resistência à flexão de provetes”.

NP EN 12390 – 8. [2003]. “Ensaio do betão endurecido. Parte 8: Profundidade de penetração da água sob pressão”.

NP EN 12620. [2004]. “Agregados para betão”.

NP EN 196 - 1. [1996]. “Métodos de ensaio de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas”.

NP EN 196 - 2. [2006]. “Análise química dos cimentos”.

NP EN 196 - 3. [2006]. “Determinação do tempo de presa e expansibilidade”.

NP EN 196 - 6. [1996]. "Determinação da finura".

NP EN 197 – 1. [2001]. "Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes".

NP EN 206 – 1. [2007]. "Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade".

NP EN 933 – 1. [2000]. "Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração".

NP EN 933 – 2. [1999]. "Ensaio para determinação das características geométricas dos agregados. Parte 2: Determinação da distribuição granulométrica. Peneiros de ensaio, dimensão nominal das aberturas".

NP EN 933 – 3. [2002]. "Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 3: Determinação da forma das partículas. Índice de achatamento".

NP EN 933 – 4. [2002]. "Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 4: Determinação da forma das partículas – Índice de forma".

Ribeiro, António Bettencourt; Gonçalves, Arlindo; Ribeiro, Sofia - Resistências estimada e real do betão à carbonatação. Aplicação da especificação LNEC E 464. In: BE2008 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, Guimarães, 2008, 5, 6, 7 de Novembro.

Rozière, Emmanuel; Loukili, Ahmed; Cussigh, François - A performance based approach for durability of concrete exposed to carbonation. *Construction and Building Materials*. 23 (2009). p. 190–199.

Sisomphon, Kritsada; Franke, Lutz - Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials. *Cement and Concrete Research*. 37 (2007). p. 1647–1653.

Teles, Madalena Maria Matos Silva - *Materiais de Construção 2*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2000.

Teles, Madalena Maria Matos Silva - *O betão e seus constituintes. Instalações industriais e construções civis*. 1ª Edição. Porto: 2006.

Torres, S. M., *et al.* - Microstructure of 5-year-old mortars containing limestone filler damaged by thaumasite. *Cement and Concrete Research*. 2:36 (2006). p. 384-394.

Torres, S. M., *et al.* - Long term durability of Portland-limestone cement mortars exposed to magnesium sulfate attack. *Cement and Concrete Composites*. 8:25 (2003). p. 947-954.

Tsivilis, S., *et al.* - The permeability of Portland limestone cement concrete. *Cement Concrete Res*. 33 (2003). p. 1465-1471.

Vuk, T.; Gabrovsek, R.; Kaucic, V. - The influence of mineral admixtures on sulfate resistance of limestone cement pastes aged in cold MgSO₄ solution. *Cement and Concrete Research*. 6:32 (2002). p. 943-948.

A1

DETERMINAÇÃO DA RETRACÇÃO

Quadro A1.1 – Resultados da retracção para o betão “CEMI”.

Idade (dias)	Retracção ($\times 10^{-6}$)			
	Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3	Média
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	21,36	22,33	19,42	21,04
2,00	38,83	39,81	37,86	38,83
3,00	51,46	53,40	52,43	52,43
4,00	63,11	65,05	64,08	64,08
5,00	73,79	75,73	75,73	75,08
6,00	83,50	85,44	86,41	85,11
7,00	92,23	95,15	96,12	94,50
8,00	102,91	106,80	107,77	105,83
9,00	111,65	114,56	116,50	114,24
10,00	121,36	124,27	126,21	123,95
11,00	127,18	131,07	133,01	130,42
12,00	131,07	133,98	135,92	133,66
13,00	139,81	142,72	144,66	142,39
14,00	147,57	151,46	153,40	150,81
15,00	156,31	160,19	161,17	159,22
16,00	163,11	166,99	168,93	166,34
17,00	168,93	172,82	174,76	172,17
18,00	175,73	179,61	180,58	178,64
19,00	180,58	184,47	186,41	183,82
20,00	185,44	189,32	190,29	188,35
21,00	190,29	195,15	196,12	193,85
22,00	196,12	200,97	201,94	199,68
23,00	201,94	206,80	206,80	205,18
24,00	207,77	212,62	212,62	211,00
25,00	211,65	215,53	216,50	214,56
26,00	215,53	220,39	220,39	218,77
27,00	218,45	223,30	223,30	221,68
28,00	220,39	226,21	225,24	223,95
30,00	228,16	233,98	233,01	231,72
32,00	234,95	240,78	239,81	238,51
34,00	243,69	250,49	249,51	247,90
36,00	250,49	257,28	256,31	254,69
38,00	257,28	264,08	262,14	261,17
40,00	263,11	268,93	267,96	266,67
42,00	266,99	273,79	271,84	270,87
44,00	272,82	279,61	277,67	276,70
46,00	276,70	283,50	281,55	280,58

Quadro A1.2 – Resultados da retracção para o betão “CEMII”.

Idade (dias)	Retracção ($\times 10^{-6}$)		
	Prisma 1	Prisma 3	Média
0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	21,36	23,30	22,33
2,00	37,86	38,83	38,35
3,00	53,40	53,40	53,40
4,00	66,02	66,02	66,02
5,00	80,58	78,64	79,61
6,00	96,12	93,20	94,66
7,00	110,68	107,77	109,22
8,00	122,33	117,48	119,90
9,00	133,98	129,13	131,55
10,00	147,57	139,81	143,69
11,00	158,25	149,51	153,88
12,00	166,99	157,28	162,14
13,00	172,82	162,14	167,48
14,00	181,55	169,90	175,73
15,00	189,32	177,67	183,50
16,00	198,06	184,47	191,26
17,00	204,85	191,26	198,06
18,00	210,68	196,12	203,40
19,00	215,53	200,97	208,25
20,00	221,36	206,80	214,08
21,00	229,13	213,59	221,36
22,00	233,98	217,48	225,73
23,00	238,83	223,30	231,07
24,00	240,78	226,21	233,50
25,00	231,07	219,42	225,24
26,00	248,54	233,98	241,26
27,00	253,40	239,81	246,60
28,00	258,25	243,69	250,97
30,00	266,02	251,46	258,74
32,00	271,84	256,31	264,08
34,00	278,64	262,14	270,39
36,00	286,41	269,90	278,16
38,00	291,26	274,76	283,01
40,00	294,17	277,67	285,92
42,00	298,06	280,58	289,32
44,00	302,91	286,41	294,66
46,00	309,71	291,26	300,49
48,00	314,56	296,12	305,34
50,00	318,45	300,00	309,22
52,00	321,36	302,91	312,14
54,00	324,27	305,83	315,05
56,00	324,27	304,85	314,56
58,00	331,07	312,62	321,84
60,00	333,01	313,59	323,30

A2

POROSIDADE LIVRE, ABERTA OU ÀS 48 HORAS

Quadro A2.1 – Cálculos intermédios para a obtenção da porosidade livre, aberta ou às 48 horas para ambos os betões.

Provete	Massa (g)		Variação (%)	Massa do provete no final do ensaio (g)	Dimensões (mm)			Volume (cm ³)	N ₄₈ (%)
	M ₁	M ₂			a	b	c		
1	2083,5	2082,9	0,029%	2193,6	9,78	9,86	9,95	959,49	11,5%
2	2100,6	2099,5	0,052%	2213,3	10,00	9,76	9,91	967,22	11,7%
3	2139,4	2138,4	0,047%	2236,3	10,03	10,08	9,60	970,58	10,0%
4	2099,2	2098,0	0,057%	2197,8	9,92	9,90	9,57	939,85	10,5%
5	2110,8	2109,2	0,076%	2224,7	9,83	9,95	9,97	975,15	11,7%
6	2066,9	2066,1	0,039%	2175,8	9,79	9,74	9,92	945,92	11,5%
1	2130,7	2130,6	0,005%	2245,6	10,24	9,81	9,80	984,45	11,7%
2	2031,2	2030,5	0,034%	2137,6	9,62	9,72	9,84	920,10	11,6%
3	2070,0	2069,1	0,043%	2178,6	9,82	9,89	9,84	955,66	11,4%
4	2157,1	2157,1	0,000%	2271,4	9,37	9,87	9,88	913,72	12,5%
5	2078,7	2077,5	0,058%	2190,2	9,79	9,86	10,00	965,29	11,6%
6	2078,0	2077,3	0,034%	2196,3	10,11	9,75	10,11	996,57	11,9%

"CEMI"

"CEMII"

A3

DETERMINAÇÃO DA ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE

Quadro A3.1 – Resultados do ensaio de absorção de água por capilaridade para o betão “CEMI”.

	M_0	M_i (g)						
		10 min	1 h	3 h	4 h	6 h	24 h	72 h
Prisma 1	4452,7	4457,8	4464,0	4470,4	4472,3	4475,2	4486,8	4500,4
Prisma 2	4387,4	4392,6	4397,3	4403,5	4405,5	4408,6	4420,4	4432,8
Prisma 3	4561,8	4566,4	4571,3	4577,4	4579,8	4583,1	4596,7	4612,0

Quadro A3.2 – Diferença para a massa inicial para os diversos instantes, para o betão “CEMI”.

	$M_i - M_0$ (g)						
	10 min	1 h	3 h	4 h	6 h	24 h	72 h
Prisma 1	5,1	11,3	17,7	19,6	22,5	34,1	47,7
Prisma 2	5,2	9,9	16,1	18,1	21,2	33,0	45,4
Prisma 3	4,6	9,5	15,6	18,0	21,3	34,9	50,2

Quadro A3.3 – Resultados do ensaio de absorção de água por capilaridade para o betão “CEMII”.

	M_0	M_i						
		10 min	1 h	3 h	4 h	6 h	24 h	72 h
Prisma 1	4300,3	4307,1	4312,7	4320,7	4322,5	4325,7	4341,3	4356,4
Prisma 2	4362,7	4369,7	4375,4	4383,7	4385,6	4388,7	4406,1	4423,4
Prisma 3	4300,1	4305,9	4311,8	4319,9	4321,4	4324,4	4340,0	4353,2

Quadro A3.4 – Diferença para a massa inicial para os diversos instantes, para o betão “CEMII”.

	$M_i - M_0$ (g)						
	10 min	1 h	3 h	4 h	6 h	24 h	72 h
Prisma 1	6,8	12,4	20,4	22,2	25,4	41,0	56,1
Prisma 2	7,0	12,7	21,0	22,9	26,0	43,4	60,7
Prisma 3	5,8	11,7	19,8	21,3	24,3	39,9	53,1

A4

DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO

Quadro A4.1 – Resultados do ensaio da determinação da profundidade de penetração de água sob pressão, para o betão “CEMI”.

		Profundidade de penetração no ponto i (cm)															
Cubo 1	A	1,3	1,3	1,3	1,5	1,5	1,6	1,9	1,4	1,2	1,4	1,5	1,4	0,9	0,9	0,0	0,0
	B	0,0	0,0	0,0	1,5	1,6	1,7	1,6	1,3	1,3	1,1	1,0	0,9	0,5	0,3	0,0	0,0
Cubo 2	A	0,0	0,5	1,5	2,1	2,3	2,8	2,7	1,5	1,4	1,4	1,9	2,5	2,5	2,3	1,9	2,1
	B	2,5	2,7	2,9	2,5	2,0	2,0	1,7	1,6	2,3	2,6	2,0	1,8	1,1	0,5	0,0	0,0
Cubo 3	A	0,0	0,3	1,0	1,4	2,3	2,9	2,1	1,7	1,3	1,4	1,5	1,7	1,1	0,3	0,0	0,0
	B	0,0	0,4	1,0	1,5	1,6	2,0	2,0	1,5	1,2	1,6	2,3	1,4	0,8	0,0	0,0	0,0

Quadro A4.2 – Resultados do ensaio da determinação da profundidade de penetração de água sob pressão, para o betão “CEMII”.

		Profundidade de penetração no ponto i (cm)															
Cubo 1	A	1,6	2,3	2,9	2,8	3,0	3,1	2,9	1,9	2,3	2,4	2,2	2,0	2,1	2,1	1,4	1,0
	B	1,4	1,9	2,0	2,6	3,5	3,3	3,0	2,3	2,8	3,6	3,7	3,3	3,1	2,3	1,9	1,3
Cubo 2	A	2,2	2,0	2,1	2,4	2,6	2,5	2,1	1,9	1,9	2,7	3,5	3,2	3,0	2,8	2,6	2,5
	B	2,2	1,7	1,5	1,7	2,1	2,4	2,3	1,8	2,2	3,6	3,4	2,4	2,4	2,3	2,1	2,0
Cubo 3	A	1,5	2,1	2,5	3,0	3,3	3,3	2,3	1,7	1,8	2,0	1,8	1,6	1,8	1,6	1,7	1,7
	B	2,5	1,7	1,7	1,7	1,7	1,9	2,5	2,8	3,1	3,4	2,9	2,5	2,3	2,5	2,4	2,4

A5

ESTIMATIVA DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

Quadro A5.1 – Estimativa da profundidade de carbonatação para ambos os betões.

Tempo (anos)	X _i (m)	
	"CEMI"	"CEMII"
0,5	0,0024	0,0033
1,0	0,0032	0,0044
1,5	0,0038	0,0052
2,0	0,0042	0,0059
2,5	0,0046	0,0064
3,0	0,0050	0,0069
3,5	0,0053	0,0074
4,0	0,0056	0,0078
4,5	0,0059	0,0082
5,0	0,0062	0,0086
5,5	0,0064	0,0089
6,0	0,0067	0,0093
6,5	0,0069	0,0096
7,0	0,0071	0,0099
7,5	0,0073	0,0102
8,0	0,0075	0,0104
8,5	0,0077	0,0107
9,0	0,0079	0,0110
9,5	0,0081	0,0112
10,0	0,0083	0,0114
11,0	0,0086	0,0119
12,0	0,0089	0,0123
13,0	0,0092	0,0128
14,0	0,0095	0,0132
15,0	0,0098	0,0135
16,0	0,0100	0,0139
17,0	0,0103	0,0143
18,0	0,0105	0,0146
19,0	0,0108	0,0149
20,0	0,0110	0,0153
21,0	0,0112	0,0156
22,0	0,0114	0,0159
23,0	0,0117	0,0162
24,0	0,0119	0,0165
25,0	0,0121	0,0167
26,0	0,0123	0,0170
27,0	0,0125	0,0173
28,0	0,0127	0,0176
29,0	0,0128	0,0178
30,0	0,0130	0,0181
31,0	0,0132	0,0183
32,0	0,0134	0,0186
33,0	0,0135	0,0188
34,0	0,0137	0,0190
35,0	0,0139	0,0193
36,0	0,0140	0,0195
37,0	0,0142	0,0197
38,0	0,0144	0,0199
39,0	0,0145	0,0201
40,0	0,0147	0,0204

Quadro A5.2 – Estimativa da profundidade de carbonatação para ambos os betões (continuação).

Tempo (anos)	X _i (m)	
	"CEMI"	"CEMII"
41,0	0,0148	0,0206
42,0	0,0150	0,0208
43,0	0,0151	0,0210
44,0	0,0153	0,0212
45,0	0,0154	0,0214
46,0	0,0155	0,0216
47,0	0,0157	0,0218
48,0	0,0158	0,0220
49,0	0,0160	0,0221
50,0	0,0161	0,0223
51,0	0,0162	0,0225
52,0	0,0164	0,0227
53,0	0,0165	0,0229
54,0	0,0166	0,0231
55,0	0,0167	0,0232
56,0	0,0169	0,0234
57,0	0,0170	0,0236
58,0	0,0171	0,0237
59,0	0,0172	0,0239
60,0	0,0174	0,0241
61,0	0,0175	0,0242
62,0	0,0176	0,0244
63,0	0,0177	0,0246
64,0	0,0178	0,0247
65,0	0,0179	0,0249
66,0	0,0181	0,0251
67,0	0,0182	0,0252
68,0	0,0183	0,0254
69,0	0,0184	0,0255
70,0	0,0185	0,0257
71,0	0,0186	0,0258
72,0	0,0187	0,0260
73,0	0,0188	0,0261
74,0	0,0189	0,0263
75,0	0,0190	0,0264
76,0	0,0192	0,0266
77,0	0,0193	0,0267
78,0	0,0194	0,0269
79,0	0,0195	0,0270
80,0	0,0196	0,0271
81,0	0,0197	0,0273
82,0	0,0198	0,0274
83,0	0,0199	0,0276
84,0	0,0200	0,0277
85,0	0,0201	0,0278
86,0	0,0202	0,0280
87,0	0,0203	0,0281
88,0	0,0204	0,0282
89,0	0,0204	0,0284
90,0	0,0205	0,0285

Quadro A5.3 – Estimativa da profundidade de carbonatação para ambos os betões (continuação).

Tempo (anos)	X _i (m)	
	"CEMI"	"CEMII"
91,0	0,0206	0,0286
92,0	0,0207	0,0288
93,0	0,0208	0,0289
94,0	0,0209	0,0290
95,0	0,0210	0,0291
96,0	0,0211	0,0293
97,0	0,0212	0,0294
98,0	0,0213	0,0295
99,0	0,0214	0,0296
100,0	0,0215	0,0298
101,0	0,0215	0,0299
102,0	0,0216	0,0300
103,0	0,0217	0,0301
104,0	0,0218	0,0303
105,0	0,0219	0,0304
106,0	0,0220	0,0305
107,0	0,0221	0,0306
108,0	0,0222	0,0307
109,0	0,0222	0,0309
110,0	0,0223	0,0310
111,0	0,0224	0,0311
112,0	0,0225	0,0312
113,0	0,0226	0,0313
114,0	0,0227	0,0314
115,0	0,0227	0,0315
116,0	0,0228	0,0317
117,0	0,0229	0,0318
118,0	0,0230	0,0319
119,0	0,0231	0,0320
120,0	0,0231	0,0321
121,0	0,0232	0,0322
122,0	0,0233	0,0323
123,0	0,0234	0,0324
124,0	0,0235	0,0325
125,0	0,0235	0,0327
126,0	0,0236	0,0328
127,0	0,0237	0,0329
128,0	0,0238	0,0330
129,0	0,0239	0,0331
130,0	0,0239	0,0332
131,0	0,0240	0,0333
132,0	0,0241	0,0334
133,0	0,0242	0,0335
134,0	0,0242	0,0336
135,0	0,0243	0,0337
136,0	0,0244	0,0338
137,0	0,0245	0,0339
138,0	0,0245	0,0340
139,0	0,0246	0,0341
140,0	0,0247	0,0342

Quadro A5.4 – Estimativa da profundidade de carbonatação para ambos os betões (continuação).

Tempo (anos)	X _i (m)	
	"CEMI"	"CEMII"
141,0	0,0247	0,0343
142,0	0,0248	0,0344
143,0	0,0249	0,0345
144,0	0,0250	0,0346
145,0	0,0250	0,0347
146,0	0,0251	0,0348
147,0	0,0252	0,0349
148,0	0,0253	0,0350
149,0	0,0253	0,0351
150,0	0,0254	0,0352
151,0	0,0255	0,0353
152,0	0,0255	0,0354
153,0	0,0256	0,0355
154,0	0,0257	0,0356
155,0	0,0257	0,0357
156,0	0,0258	0,0358
157,0	0,0259	0,0359
158,0	0,0259	0,0360
159,0	0,0260	0,0361
160,0	0,0261	0,0362
161,0	0,0262	0,0363
162,0	0,0262	0,0364
163,0	0,0263	0,0365
164,0	0,0264	0,0366
165,0	0,0264	0,0366
166,0	0,0265	0,0367
167,0	0,0266	0,0368
168,0	0,0266	0,0369
169,0	0,0267	0,0370
170,0	0,0267	0,0371
171,0	0,0268	0,0372
172,0	0,0269	0,0373
173,0	0,0269	0,0374
174,0	0,0270	0,0375
175,0	0,0271	0,0376
176,0	0,0271	0,0376
177,0	0,0272	0,0377
178,0	0,0273	0,0378
179,0	0,0273	0,0379
180,0	0,0274	0,0380
181,0	0,0275	0,0381
182,0	0,0275	0,0382
183,0	0,0276	0,0383
184,0	0,0276	0,0383
185,0	0,0277	0,0384
186,0	0,0278	0,0385
187,0	0,0278	0,0386
188,0	0,0279	0,0387
189,0	0,0279	0,0388
190,0	0,0280	0,0389

Quadro A5.5 – Estimativa da profundidade de carbonatação para ambos os betões (continuação).

Tempo (anos)	X _i (m)	
	"CEMI"	"CEMII"
191,0	0,0281	0,0389
192,0	0,0281	0,0390
193,0	0,0282	0,0391
194,0	0,0283	0,0392
195,0	0,0283	0,0393
196,0	0,0284	0,0394
197,0	0,0284	0,0394
198,0	0,0285	0,0395
199,0	0,0286	0,0396
200,0	0,0286	0,0397