



UNIVERSIDADE DE COIMBRA
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
Departamento de Engenharia Civil

**CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS,
MECÂNICAS E TÉRMICAS DE BETÕES
COM INCORPORAÇÃO DE CORTIÇA**

Maria de Lurdes Belgas da Costa

Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade
de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil,
especialidade de Construções

Coimbra, 2011

Esta dissertação foi co-financiada pelo Fundo Social Europeu, através do programa

POPH - QREN – Formação Avançada para a Ciência - Tipologia 4.1.



CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS, MECÂNICAS E TÉRMICAS DE BETÕES COM INCORPORAÇÃO DE CORTIÇA

RESUMO

A procura de uma maior sustentabilidade tem fomentado o crescente desenvolvimento de novos produtos que promovam o aproveitamento e uma melhor utilização dos resíduos industriais. No que se refere particularmente a betões e argamassas, têm vindo a ser introduzidos diferentes tipos de resíduos que substituem total ou parcialmente os agregados convencionais (areias e britas), conferindo-lhe outras características, quer em termos de resistência mecânica quer em termos de durabilidade.

A indústria corticeira em Portugal consome, anualmente, mais de 280 mil toneladas de cortiça. No entanto, verifica-se que uma quantidade apreciável da matéria-prima recebida nas unidades de transformação (20% a 30%) é rejeitada, nomeadamente sob a forma de granulados, pelo que pode revelar-se economicamente interessante encontrar utilizações alternativas às actuais para a utilização destes resíduos.

O presente trabalho analisa a possibilidade de utilização de granulados de cortiça como agregados na composição de betões e argamassas, sendo utilizados na substituição total ou parcial dos agregados correntes. Pretende-se avaliar a influência da incorporação de cortiça, nas propriedades mecânicas e na durabilidade destes materiais. Para esse efeito, testaram-se diferentes composições, utilizando como agregados dois tipos de grânulos de cortiça: natural e expandida. O efeito da dimensão dos grânulos e a quantidade de cortiça nas misturas foram igualmente analisados. Os resultados obtidos foram comparados com os provenientes de ensaios efectuados sobre um betão corrente.

O estudo realizado possui uma importante componente laboratorial, incluindo um número significativo de ensaios. Para além de ensaios normalizados foram concebidos e implementados esquemas de ensaio que permitiram avaliar de tempos de secagem, resistência a ciclos de gelo-degelo, comportamento face a temperaturas elevadas e resistência à penetração de cloretos dos betões.

Palavras-chave: betões, argamassas, cortiça, secagem, gelo-degelo, temperatura, cloretos.

CHARACTERIZATION OF PHYSICAL, MECHANICAL AND THERMAL PROPERTIES OF CONCRETES WITH CORK

ABSTRACT

The search for greater sustainability has fostered the increasing development of new products that promote recovery and better usage of industrial waste. Particularly with regard to concrete and mortar, various types of waste have been introduced which replace all or part of natural aggregates (sand and gravel) and confer on them other characteristics, both in terms of mechanical strength and durability.

Portuguese cork industry consumes annually more than 280 thousand tons of cork. However, it is observed that a significant amount of raw materials received in processing units (20% to 30%) is rejected, particularly in the form of granules for what may prove to be economically interesting to find alternative uses for these wastes.

This study examines the possibility of using granulated cork as aggregates in the composition of concrete and mortars, being used as a total or partial replacement for common aggregates. It is intended to evaluate the impact of the incorporation of cork in the mechanical properties and durability of these materials.

To this end, different compositions have been tested using two types of cork granules as aggregates: natural and expanded. The effect of the size of the granules and the amount of cork in mixtures were also analysed. The results obtained were compared with those from tests conducted in a current concrete.

The study has a significant laboratory component, including a significant number of trials. In addition to standard tests testing schemes have been designed and implemented which enabled the evaluation of drying time, resistance to freeze-thaw cycles, behaviour at high temperatures and resistance to chloride penetration of concrete.

Keywords: concrete, mortars, cork, drying, freeze-thaw, temperature, chlorides

AGRADECIMENTOS

Concluído o presente trabalho, quero expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que, de alguma forma, contribuíram para a sua realização. A todos, a minha sincera gratidão. Desejo, no entanto, agradecer particularmente às seguintes pessoas e instituições.

Ao Professor Doutor Fernando José Forte Garrido Branco, pela sua colaboração na orientação e desenvolvimento científico do trabalho, pelo interesse e disponibilidade com que sempre me apoiou e sobretudo pela amizade e incentivo com que me acompanhou ao longo deste trabalho, que contribuíram de forma determinante para a sua realização.

Ao Professor Doutor António José Barreto Tadeu, pela orientação científica deste trabalho, pelo incentivo e empenho demonstrados para assegurar a sua realização e pela disponibilidade com que esclareceu as minhas dúvidas e corrigiu os meus erros.

Ao Sr. José António Lopes do Laboratório de Construções da FCTUC, um profundo reconhecimento e agradecimento pela imprescindível colaboração e ajuda prestadas na realização dos ensaios laboratoriais.

Ao Eng.º Rogério Sousa, ao Eng.º Pedro Costa e ao Sr. António Santos, do Laboratório de Engenharia Civil da ESTT, pelo prestimoso apoio manifestado na realização de alguns ensaios.

Aos amigos e colegas de trabalho no Departamento de Engenharia Civil da ESTT, Ana Paula Machado, Fernando Martins, Jorge Mascarenhas e António Cavalheiro, pela sua amizade e incentivo.

O presente trabalho foi desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da FCTUC. Contou com o apoio da Fundação Ciência e Tecnologia e foi integrado no Projecto de Investigação POCTI/ECM/55889/04. Agradeço a estas instituições todo o apoio concedido.

Às empresas Amorim Isolamentos, agradeço os granulados de cortiça gentilmente cedidos para a realização dos ensaios laboratoriais.

Aos meus filhos Pedro e Rita, aos meus filhos de coração Patrícia e Rui e à minha neta Laura, agradeço o amor, o estímulo e também a compreensão que demonstraram pela minha falta de presença e disponibilidade, durante a realização deste trabalho. A eles dedico este trabalho.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO TEMÁTICO	1
1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	5
2. A CORTIÇA	9
2.1. INTRODUÇÃO	9
2.2. COMPOSIÇÃO QUÍMICA E PROPRIEDADES DA CORTIÇA.....	11
2.3. A INDÚSTRIA DA CORTIÇA.....	13
2.4. A CORTIÇA COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO OU DE USO INDUSTRIAL	15
2.5. CONCLUSÕES	18
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	20
3. A CORTIÇA COMO AGREGADO NO BETÃO.....	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
3.2.1. Betões com agregados de argila expandida	25
3.2.2. Betões com poliestireno.....	27
3.2.3. Betões com agregados polímeros	30
3.2.4. Betões com agregados de borracha.....	31
3.2.5. Betões com outros agregados minerais.....	34
3.2.6. Betões com agregados de resíduos de construção e demolição reciclados	36
3.2.7. Betão com agregados de materiais orgânicos	38
3.2.7.1. Betão com Cortiça.....	40
3.3. TRABALHO EXPERIMENTAL	42
3.3.1. Caracterização dos materiais	44
3.3.1.1. Cimento.....	44
3.3.1.2. Água.....	44
3.3.1.3. Adjuvantes	45
3.3.1.4. Agregados.....	46
3.3.2. Composição dos betões	51
3.3.3. Determinação da resistência à compressão.....	59
3.3.4. Determinação da massa volúmica e da absorção de água.....	62
3.3.6. Distribuição da cortiça no interior do betão.....	65
3.4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	67
3.4.1. Variação a resistência à compressão.....	67
3.4.2. Variação da resistência com a massa volúmica dos betões	73

3.4.3. Variação da absorção de água com a massa volúmica dos betões	76
3.4.4. Variação da absorção com o volume de cortiça introduzido	77
3.4.5. Variação da resistência com a quantidade de cortiça introduzida na mistura	77
3.4.6. Variação da massa volúmica com a quantidade de cortiça introduzida na mistura	78
3.5. CONCLUSÕES	79
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82
4. PROCESSO DE SECAGEM DE BETÕES E DE ARGAMASSAS CONTENDO AGREGADOS LEVES.....	91
4.1. INTRODUÇÃO.....	91
4.2. A HUMIDADE EM BETÕES E ARGAMASSAS	93
4.2.1. Movimento da humidade em elementos de betão	94
4.2.2. Processo de secagem de pavimentos de betão	97
4.3. TEMPOS DE SECAGEM E NÍVEIS DE HUMIDADE RECOMENDADOS	104
4.3.1. Níveis de humidade aceitáveis para aplicação de revestimentos de piso.....	108
4.4. MEDIÇÃO DA HUMIDADE DO BETÃO.....	110
4.4.1. Principais Métodos de Avaliação Qualitativa da Humidade do Betão	111
4.4.1.1. Folha de polietileno - <i>Plastic Sheet Test</i>	111
4.4.1.2. Placa colada – <i>Mat Bond Test</i>	111
4.4.1.3. Resistência Eléctrica	112
4.4.1.4. Impedância eléctrica	113
4.4.1.5. Teste do Cloreto de Cálcio Anidro – <i>Moisture Vapor Emission Rate</i>	114
4.4.1.6. Medição da Humidade Relativa	115
4.5. TRABALHO EXPERIMENTAL	116
4.5.1. Materiais e composição dos betões.....	117
4.5.2. Materiais e composição das argamassas	118
4.5.3. Preparação dos provetes de ensaio.....	119
4.5.4. Procedimentos de ensaio	120
4.5.5. Parâmetros avaliados	121
4.6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	123
4.6.1. Betões	123
4.6.1.1. Perda de massa dos betões.....	123
4.6.1.2. Perda de massa dos betões em relação ao peso inicial (%)	126
4.6.1.3. Velocidade de secagem.....	128
4.6.1.6. Variação de humidade relativa.....	130
4.6.3. Argamassas.....	133
4.6.3.1. Perda de massa das argamassas.....	133
4.6.3.2. Perda de massa das argamassas em relação ao peso inicial (%).....	135
4.6.3.3. Velocidade de secagem.....	137
4.6.3.6. Variação da humidade relativa.....	139
4.7. CONCLUSÕES	142
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	144

5. COMPORTAMENTO DO BETÃO FACE ÀS ACÇÕES DE GELO-DEGELO.....	149
5.1. INTRODUÇÃO.....	149
5.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	151
5.3. DEGRADAÇÃO DO BETÃO POR ACÇÃO DOS CICLOS DE GELO-DEGELO	158
5.3.1. Descrição do sistema de vazios na microestrutura do betão	158
5.3.2. Mecanismos de degradação do betão por acção do gelo-degelo.....	160
5.3.2.1. Pressão hidráulica nos poros devido à congelação da água	160
5.3.2.2. Teoria da pressão osmótica - <i>Osmotic teory</i>	161
5.3.2.3. Expansão térmica dos agregados e dos materiais cimentícios	162
5.3.2.4. <i>Salt Scaling</i> – escamação devida aos sais.....	162
5.3.3. Factores que permitem melhorar o comportamento do betão face à acção do gelo.....	163
5.3.3.1. Relação água-cimento.....	163
5.3.3.2. Taxa de arrefecimento	164
5.3.3.3. Grau de saturação	164
5.3.3.4. Bolhas de ar	164
5.3.3.5. Agregados.....	165
5.4. TRABALHO EXPERIMENTAL	166
5.4.1. Método de ensaio.....	167
5.4.2. Equipamento.....	168
5.4.2.1. Câmara climática.....	168
5.4.2.2. Contentores metálicos.....	168
5.4.2.3. Termopares	169
5.4.2.4. Datalogger	170
5.4.1.1. Balanças.....	171
5.4.1.4. Estufa	171
5.4.2.7. Equipamento de ensaios de compressão.....	171
5.4.3. Preparação dos provetes	171
5.4.4. Procedimentos de ensaio	172
5.4.5. Expressão dos resultados	175
5.5. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GELO-DEGELO.....	176
5.5.1 Determinação da absorção de água dos betões ao fim de 24 horas de imersão em água destilada	176
5.5.2. Variação do peso dos provetes com o número de ciclos de gelo-degelo	177
5.5.3. Avaliação da degradação superficial dos provetes com o número de ciclos de gelo-degelo.....	181
5.5.4. Avaliação da influência dos ciclos de gelo-degelo na resistência do betão	183
5.5.5. Relação entre a perda de massa e a perda de resistência dos betões.....	186
5.6. CONCLUSÕES	187
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	188
6. COMPORTAMENTO DE BETÃO COM CORTIÇA QUANDO SUBMETIDO A ELEVADAS TEMPERATURAS.....	193
6.1. INTRODUÇÃO.....	193

6.2. DEGRADAÇÃO DO BETÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS	195
6.2.1. <i>Spalling</i> do betão	196
6.3. ALTERAÇÃO DAS PRINCIPAIS PROPRIEDADES DO BETÃO COM A TEMPERATURA	199
6.3.1. Massa volúmica	200
6.3.2. Condutibilidade térmica	201
6.3.3. Calor específico	202
6.3.4. Resistência à tracção	202
6.3.5. Resistência à compressão	203
6.3.6. Módulo de elasticidade	205
6.3.7. Módulo de distorção e coeficiente de Poisson	206
6.4. PRINCIPAIS FACTORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES A ELEVADAS TEMPERATURAS.....	207
6.4.1. Forma e dimensão dos provetes.....	207
6.4.2. Efeito da temperatura máxima e da velocidade de aquecimento e de arrefecimento	208
6.4.3. Efeito do tipo de agregado	208
6.4.4. Influência do tipo de cimento	210
6.4.5. Influência da idade do provete.....	210
6.4.6. Influência do período de aquecimento	211
6.4.7. Efeito do carregamento durante o aquecimento.....	211
6.4.8. Efeito do arrefecimento dos provetes	212
6.5. TRABALHO EXPERIMENTAL	214
6.5.1. Composição dos betões	216
6.5.2. Execução dos provetes e procedimentos do ensaio de aquecimento	217
6.5.2.1. Execução e preparação dos provetes submetidos a aquecimento	217
6.5.2.2. Equipamento utilizado no aquecimento dos provetes	219
6.5.2.3. Ciclo de temperaturas adoptado nos ensaios	219
6.5.2.4. Preparação dos provetes para os ensaios de compressão axial	222
6.5.3. Determinação da resistência residual à compressão	223
6.5.4. Determinação da variação da massa volúmica e da absorção de água dos betões com a temperatura	224
6.6 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	225
6.6.1. Efeito da temperatura na resistência residual à compressão do betão.....	225
6.6.2. Efeito da temperatura na massa volúmica do betão	227
6.6.3. Efeito da temperatura na absorção de água do betão	229
6.7. CONCLUSÕES	231
REFERÊNCIAS	232
7. COMPORTAMENTO DO BETÃO FACE À ACÇÃO DOS CLORETOS	237
7.1. INTRODUÇÃO	237
7.2. COMPORTAMENTO DO BETÃO FACE À ACÇÃO DOS CLORETOS.....	239
7.2.1. Origem dos cloretos no betão	245
7.2.2. Propriedades do betão que influenciam a permeabilidade aos cloretos	248
7.2.3. Principais mecanismos de penetração de cloretos no betão	249
7.2.3.1. Difusão	251

7.2.3.2. Migração	255
7.2. MÉTODOS EXPERIMENTAIS PARA A CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO À PENETRAÇÃO DE CLORETOS	257
7.3.1. Métodos de Difusão	258
7.3.1.1. Ensaio AASHTO T259.....	259
7.3.1.2. Ensaio Nord Test NT BUILD 443	260
7.3.1.3. Ensaio definido na Pré-Norma Europeia PrCEN/TS 12390-11.....	262
7.3.2. Métodos de Migração	263
7.3.2.1. Método AASHTO T227 ou ASTM C 1202	263
7.3.2.2. Técnica da Migração Eléctrica	266
7.3.2.3. Método NT BUILD 355	268
7.3.2.4. Teste Rápido de Migração.....	268
7.3.2.5. Método NT BUILD 492	270
7.3.3. Outros métodos.....	271
7.3.3.1. Técnica de Penetração por Pressão	272
7.3.3.2. Método baseado na Cronoamperometria.....	273
7.3.3.3. Técnica da Resistividade	273
7.3.3.4. Teste de condução de cloretos.....	274
7.3.3.5. Modelação Empírica	275
7.4. TRABALHO EXPERIMENTAL	277
7.4.1. Composição dos betões	278
7.4.2. Preparação dos provetes	279
7.4.3. Realização dos ensaios de tracção por compressão diametral	281
7.4.4. Determinação da profundidade de penetração de cloretos nos betões	283
7.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	284
7.5.1. Profundidade de penetração dos cloretos no betão, após os períodos de imersão na solução de NaCl.....	284
7.5.1.1. Determinação de profundidade de penetração de cloretos após 28 dias de imersão	285
7.5.1.2. Determinação de profundidade de penetração de cloretos após 3 meses de imersão.....	287
7.5.1.3. Determinação de profundidade de penetração de cloretos após 6 meses de imersão.....	288
7.5.2. Profundidade de penetração dos cloretos no betão, após os períodos de imersão em água destilada	291
7.5.3. Profundidade de penetração dos cloretos nos provetes de referência.	291
7.5.4. Variação da resistência dos betões.....	292
7.5.4.1. Resistência à tracção por compressão diametral após 28 dias de imersão	292
7.5.4.2. Resistência à tracção por compressão diametral após 3 meses de imersão.....	293
7.5.4.3. Resistência à tracção por compressão diametral dos betões após 6 meses de imersão	294
7.6. CONCLUSÕES	297
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	298
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	307

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Distribuição geográfica dos montados [1].....	10
Figura 2.2	Distribuição do sobreiro em Portugal [2]	11
Figura 2.3	Relações entre diferentes sectores da indústria corticeira, matérias-primas e produtos [3].....	14
Figura 2.4	Relações entre diferentes sectores da indústria corticeira, matérias-primas e produtos [3].....	18
Figura 3.1	Curva granulométrica dos agregados convencionais (areia e brita) utilizados.....	47
Figura 3.2	Curva granulométrica dos granulados de cortiça natural (GCN) utilizados.....	47
Figura 3.3	Curva granulométrica dos granulados de cortiça expandida (GCE) utilizados.....	48
Figura 3.4	Curvas granulométricas da Areia e correspondentes misturas de cortiça: a) GCN; b) GCE.....	49
Figura 3.5	Curvas granulométricas da Brita e correspondentes misturas de cortiça:.....	50
Figura 3.6	a) Disposição típica do estribo para determinação do volume dos provetes através da deslocação de água[73]; b) Equipamento utilizado para a realização dos ensaios.....	63
Figura 3.7	Dispersão dos grânulos de cortiça no interior do betão: a) betão B1.1; b) betão BE1.1;	66
Figura 3.8	Variação da resistência à compressão dos betões B1 e B2 (com GCN): a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR.....	67
Figura 3.9	Variação da resistência à compressão dos betões B1 e B2 (com GCE): a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR.....	67
Figura 3.10	Variação da resistência à compressão dos betões da série B3: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR.....	69
Figura 3.11	Variação da resistência à compressão dos betões da série B4: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR4.....	69
Figura 3.12	Variação da resistência à compressão dos betões da série B5: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR5.....	70
Figura 3.13	Variação da resistência à compressão dos betões da série B6: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR6.....	71
Figura 3.14	Variação da resistência à compressão dos betões da série B7: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR7.....	71
Figura 3.15	Variação da resistência à compressão, obtida aos 28 dias, dos betões da série B8: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR8.....	72
Figura 3.16	Variação da resistência à compressão com a massa volúmica dos betões: a) Para as séries B1, B2 e B3; b) Para a série B4.....	74
Figura 3.17	Variação da resistência à compressão com a massa volúmica dos betões: a) Para a série B5; b) Para a série B6.....	74
Figura 3.18	Variação da resistência à compressão com a massa volúmica dos betões para todas as séries testadas.....	75
Figura 3.19	Variação da absorção com a massa volúmica dos betões: a) Para a série B1, B2 e B3; b) Para todas as séries testadas.....	76

Figura 3.20	Relação entre o volume de água absorvida e o volume de cortiça introduzida na composição para os betões das séries B1, B2 e B3.	77
Figura 3.21	Variação da resistência dos betões com o volume de cortiça introduzida: a) Para as séries B1, B2 e B3; b) Para as séries B4 e B5.	77
Figura 3.22	Variação da resistência dos betões com o volume de cortiça introduzida para todas as séries testadas.	78
Figura 3.23	Variação massa volúmica dos betões com o volume de cortiça introduzida: a) Para as séries B1, B2 e B3; b) Para as séries B4 e B5.	78
Figura 3.24	Variação massa volúmica dos betões com o volume de cortiça introduzida para todas as séries testadas.	79
Figura 4.1	Fases da secagem do betão: a) Fase 1; b) Fase 2; c) Fase3[1].	95
Figura 4.2	Fases da secagem do betão: Fase 1- tem taxa constante e depende do movimento do ar e da humidade à superfície da laje; as Fases 2 e 3 são mais dependentes das propriedades da pasta de cimento [1].	96
Figura 4.3	Representação, em corte, da distribuição da humidade relativa (HR) numa laje, submetida à secagem pelas duas faces, antes (a) e após a secagem (b) e depois de aplicado o revestimento impermeável do piso (c).	98
Figura 4.4	Distribuição da humidade relativa antes e após a secagem e aplicação de um revestimento impermeável num pavimento de betão de um piso térreo.	98
Figura 4.5	Fluxo de humidade para betões com diferentes relações água/cimento: a) lajes com a face inferior em contacto com a água; lajes com a face inferior em contacto com o ar [1].	103
Figura 4.6	Plastic Sheet Test [33].	111
Figura 4.7	Mat Bond Test [33].	112
Figura 4.8	Aparelho para realização dos testes de resistência eléctrica.	113
Figura 4.9	Aparelho para realização dos testes de impedância eléctrica.	113
Figura 4.10	Kit do teste de cloreto de cálcio.	114
Figura 4.11	Medição da humidade relativa através de sondas colocadas no interior betão.	115
Figura 4.12	Provetes de ensaio : a) esquema com localização dos furos (dimensões em mm) ; b) provetes de ensaio após moldagem.	120
Figura 4.13	Medição da humidade relativa e da temperatura dos provetes: a) provetes com as sondas colocadas; b) Equipamento de registo da temperatura e humidade relativa.	121
Figura 4.14	Perda de massa dos betões: a) BCExp; b) BAExp; c) BAER; d) BPExp.	124
Figura 4.15	Perda de massa dos betões: a) Provetes com 5 cm de espessura b) Provetes com 10 cm de espessura.	125
Figura 5.1	Factor de espaçamento (\bar{L}) do modelo de Powers.	152
Figura 5.2	Representação esquemática de um contentor e da disposição dos provetes no seu interior (dimensões em mm)	169
Figura 5.3	Exemplo de um ciclo de temperaturas do ensaio de gelo-degelo.	170

Figura 5.4	a) Exemplo de um dos contentores metálicos fabricados para a realização dos ensaios; b) Provetes colocados no interior dos contentores para serem cobertos com água destilada. ..	172
Figura 5.5	Câmara Climática contendo os contentores metálicos.	173
Figura 5.6	Aspecto do material destacado após 7 ciclos de gelo-degelo.	173
Figura 5.7	Pesagem dos cubos.	174
Figura 5.8	Exemplo do material recolhido após uma série de ciclos de gelo-degelo: a) antes da secagem; b) após secagem em estufa.	174
Figura 5.9	Variação do peso dos betões com os ciclos de gelo-degelo.	178
Figura 5.10	Variação do peso dos betões, com os ciclos de gelo-degelo, relativamente ao peso inicial. ..	178
Figura 5.11	Massa do material seco destacado acumulado no final dos vários ciclos de gelo-degelo.	180
Figura 5.12	Massa do material seco destacado acumulado no final dos vários ciclos de gelo-degelo.	180
Figura 5.13	Aspecto dos vários provetes após ocorrência de 56 ciclos gelo-degelo: a) BAER; b) BR; c) BE20;d) BE25; e) BE30; f) BE40.	182
Figura 5.14	Variação da resistência à compressão do betão.	184
Figura 5.15	Variação da resistência à compressão do betão relativamente à resistência inicial.	185
Figura 5.16	Relação entre a resistência e a perda de massa do betão.	186
Figura 6.1	Fronteira empírica do <i>spalling</i> explosivo para betão de resistência normal: a) apresentando a influência do teor de humidade e da resistência; b) apresentando a influência da resistência e da espessura dos elementos [18].	198
Figura 6.2	Variação da massa volúmica de diferentes tipos de betão em função da temperatura [3].	200
Figura 6.3	Evolução da condutibilidade térmica do betão de densidade normal (NC) e do betão leve (LC) em função da temperatura [30].	201
Figura 6.4	Evolução do calor específico em função da temperatura, do betão de densidade normal (NC) e do betão leve (LC) segundo o Eurocódigo 4 [24].	202
Figura 6.5	Relação entre as resistências a quente, as resistências residuais e a resistência inicial (a frio) em função da temperatura [13].	204
Figura 6.6	Curvas determinadas a diferentes temperaturas: a) num betão de alta resistência; b) num betão corrente [31].	205
Figura 6.7	Evolução do coeficiente de Poisson com a temperatura para um betão corrente [13]. ..	206
Figura 6.8	Influência do tipo de agregado na resistência à compressão do betão a elevadas temperaturas [20].	209
Figura 6.9	Influência do carregamento, durante o aquecimento, na resistência à compressão do betão [20].	212
Figura 6.10	Esquema de aquecimento dos provetes.	216
Figura 6.11	Instrumentação dos provetes prismáticos.	218
Figura 6.12	a) Identificação e colocação dos provetes prismáticos de betão no interior do forno; b) Colocação da rede metálica de protecção e do isolamento na periferia.	218

Figura 6.13	Imagem e esquema de dimensões do forno de campânula.	219
Figura 6.24	Evolução da temperatura no interior do forno.	220
Figura 6.15	Temperaturas registadas num dos ensaios.	221
Figura 6.16	Obtenção dos provetes cilíndricos dos vários betões a partir das carotes.	222
Figura 6.17	Exemplo dos provetes cilíndricos obtidos dos prismas previamente aquecidos: a) devidamente rectificadas e capeadas para os ensaios de compressão; b) após os ensaios de compressão.	223
Figura 6.18	Variação da resistência média residual dos betões com a temperatura.	225
Figura 6.19	Variação da resistência média residual relativamente à resistência inicial dos betões.	226
Figura 6.20	Variação da massa volúmica dos betões com a temperatura.	228
Figura 6.21	Percentagem de variação da massa volúmica dos betões com a temperatura.	228
Figura 6.22	Variação da absorção de água dos betões com a temperatura.	230
Figura 6.23	Percentagem de variação da absorção de água dos betões com a temperatura.	230

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1	Distribuição mundial das áreas de sobreiro e da produção de cortiça [2]	10
Tabela 3.1	Massa volúmica dos agregados e dos grânulos de cortiça	51
Tabela 3.2	Composição volumétrica do betão de referência (BR)	51
Tabela 3.3	Composição dos lotes de granulado de cortiça	52
Tabela 3.4	Composição dos betões da série B1	53
Tabela 3.5	Composição dos betões da série BE1	53
Tabela 3.6	Composições dos betões da série B2	53
Tabela 3.7	Composições dos betões da série BE2	54
Tabela 3.8	Composição dos betões da série B3	54
Tabela 3.9	Composição do betão de referência da série B4	55
Tabela 3.10	Composição dos betões da série B4	55
Tabela 3.11	Composição dos betões da série BE4	55
Tabela 3.12	Composição dos betões da série B5	56
Tabela 3.13	Composição dos betões da série B6	56
Tabela 3.14	Composição dos betões da série BE6	57
Tabela 3.15	Composição dos betões da série B7	57
Tabela 3.16	Composição dos betões da série B8	58
Tabela 3.17	Quadro resumo da composição dos betões testados	58
Tabela 3.18	Valores médios da resistência à compressão dos betões	61
Tabela 3.19	Massa volúmica média dos betões ensaiados	64
Tabela 3.20	Absorção de água média dos betões ensaiados	65
Tabela 4.1	Tempos de secagem recomendados	104
Tabela 4.2	Tempos de secagem do suporte para a aplicação de revestimentos cerâmicos [22]	106
Tabela 4.3	Tempos de secagem para o betão	106
Tabela 4.4	Factores de correcção para a espessura	107
Tabela 4.5	Factores de correcção para o tipo de secagem (um ou dois lados)	107
Tabela 4.6	Factores de correcção para as condições ambientais	107
Tabela 4.7	Factores de correcção atendendo às condições de cura	108
Tabela 4.8	Níveis de humidade recomendados	108
Tabela 4.9	Níveis de humidade recomendados em função do tipo de revestimento	109
Tabela 4.10	Composição, massa volúmica e resistência à compressão dos betões	118

Tabela 4.11	Composição, massa volúmica e resistência à compressão das argamassas.....	119
Tabela 5.1	Factores de espaçamento críticos dos vazios de ar para vários tipos de betão [3].	153
Tabela 5.2	Valores recomendados para o factor de espaçamento em função da relação a/c [8].....	153
Tabela 5.3	Escala visual da degradação superficial (scaling) [12].	155
Tabela 5.4	Critério de avaliação da resistência ao scaling [17].	156
Tabela 5.5	Composição dos betões estudados.	167
Tabela 5.6	Determinação da absorção de água destilada (L) antes dos ensaios de gelo-degelo.....	177
Tabela 5.7	Peso dos resíduos secos após ciclos de gelo degelo.....	179
Tabela 5.8	Valores médios da resistência à compressão dos betões, obtidos aos 28 e 84 dias e após 56 ciclos de gelo-degelo.	183
Tabela 5.9	Relação entre a resistência dos betões antes e após 56 ciclos de gelo-degelo.	186
Tabela 6.1	As principais reacções físico químicas no betão a altas temperaturas [3].....	196
Tabela 6.2	Avaliação das medidas preventivas da ocorrência do <i>spalling</i> do betão [18].....	198
Tabela 6.3	Composição dos betões estudados.	216
Tabela 6.4	Variação da resistência residual dos betões com a temperatura: valor médio e desvio-padrão (MPa).	224
Tabela 6.5	Valores médios da variação da massa volúmica dos betões com a temperatura.....	224
Tabela 6.6	Valores médios da variação da absorção de água dos betões com a temperatura (%).	225
Tabela 7.1	Limite crítico da concentração do ião de cloro [11].	244
Tabela 7.2	Limite crítico da concentração do ião de cloro [12].	245
Tabela 7.3	Limite crítico da concentração do ião de cloro [13].	245
Tabela 7.4	Recomendações para o teor de cloretos do betão [14].	246
Tabela 7.5	Máximo teor de cloretos no betão [15].	247
Tabela 7.6	Avaliação da qualidade do betão à penetração de cloretos (ASTM C 1202) de acordo com a carga passada [53].	264
Tabela 7.7	Resistência à penetração de cloretos baseada no ensaio NT BUILD 492.....	271
Tabela 7.8	Composição dos betões estudados.	279
Tabela 7.9	Resistência média à tracção por compressão diametral obtida pós 28 dias de imersão.	292
Tabela 7.10	Resistência média à tracção por compressão diametral obtida após 3 meses de imersão em NaCl.	293
Tabela 7.11	Resistência média à tracção por compressão diametral obtida após 6 meses de imersão.....	294

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO TEMÁTICO

Produzidos em todos os estágios das actividades humanas, os resíduos variam, em termos tanto de composição como de volume, em função das práticas de consumo e dos métodos de produção. As principais preocupações com estes materiais centram-se nas repercussões que podem ter sobre a saúde humana e sobre o meio ambiente (solo, água, ar e paisagens). Os resíduos produzidos pela indústria são particularmente preocupantes, pois, quando incorrectamente geridos, podem tornar-se uma grave ameaça ao meio ambiente.

Ao longo das últimas décadas, na Europa, tem-se registado uma crescente preocupação, a nível europeu, em relação à situação dos resíduos produzidos e ao seu tratamento e eventual aproveitamento.

Verifica-se actualmente um grande interesse no aproveitamento de resíduos industriais, com objectivo de reduzir o impacto ambiental da sua actividade e de procurar explorar potencial valor acrescentado nos resíduos produzidos. Para as indústrias, um dos desafios a ser enfrentado actualmente é o de compatibilizar o desenvolvimento tecnológico, industrial e comercial com o equilíbrio ambiental e a preservação dos recursos naturais. O reaproveitamento dos resíduos sólidos industriais é uma das ferramentas a ser utilizada nesse desafio, seja pela própria indústria geradora do resíduo ou como matéria-prima para outras aplicações.

Em Portugal, um dos campos onde têm sido desenvolvidos esforços no sentido de procurar tratar os resíduos resultantes do tratamento industrial é na Indústria Corticeira.

Portugal é o maior produtor mundial de cortiça, possuindo uma área de montados que representa um terço da área mundial. Os montados, ocupam cerca de 23% do total da

área florestal nacional, o que corresponde a mais de 730.000 hectares, sendo um tipo de floresta reconhecida pela sua grande importância ecológica, económica e social.

A produção de cortiça em Portugal é estimada em 190 mil toneladas por ano e esta matéria-prima alimenta uma indústria de grande importância para a economia nacional que transforma cerca de 75% da cortiça mundial. Os diversos produtos de cortiça constituem uma das exportações nacionais de maior valor.

Esta indústria consome, anualmente, mais de 280 mil toneladas de cortiça. No entanto, verifica-se que entre 20 e 30% da matéria-prima recebida nas unidades de transformação é rejeitada, sob a forma de pó e de grânulos de cortiça, que devido à sua granulometria apresenta um interesse industrial muito reduzido. Actualmente, a maioria destes resíduos é utilizada como combustível, mas a quantidade produzida, da ordem de 50 a 80 mil toneladas anuais, possui um enorme potencial para reaproveitamento, caso sejam identificados novos tipos de utilização.

Portugal possui o primeiro centro, a nível mundial, licenciado apenas para a reciclagem de resíduos de cortiça. Deste centro, resultam granulados de cortiça que poderão ser incorporados no fabrico de novos produtos. Em 2009, foram recicladas mais de 22.580 toneladas, o que demonstra a importância deste tipo de resíduos.

Na óptica do reaproveitamento de resíduos, a indústria corticeira tem vindo a demonstrar um interesse crescente pelo aproveitamento destes resíduos, procurando possíveis aplicações nomeadamente no sector da construção civil. Ao longo das últimas décadas, tem-se tentado alargar o âmbito da utilização da cortiça como material de construção, através da melhoria da qualidade e do desempenho de produtos já existentes, bem como do desenvolvimento de novos materiais que incorporem a cortiça na sua composição. No entanto, na indústria da construção, a utilização de cortiça tem-se limitado, essencialmente, aos campos do isolamento térmico, do isolamento a sons aéreos e percussão e à correcção acústica.

A incorporação de outros resíduos industriais na produção de betões, nomeadamente borracha, plásticos, vidros e resíduos da construção e demolição, já constitui uma realidade. A incorporação destes materiais na substituição total ou parcial dos agregados convencionais (areias e britas), sem prejuízo para as propriedades do

produto final nem para a qualidade do ambiente externo, permite uma gestão eco-eficiente de resíduos industriais.

Pela mesma razão, a possibilidade de inclusão de resíduos de cortiça na composição de materiais cimentícios, poderá constituir uma alternativa viável às aplicações correntes destes resíduos e promover a criação novos produtos de construção, nomeadamente o fabrico de betões e de argamassas.

Este trabalho de investigação pretende analisar a viabilidade da utilização de granulados de cortiça, provenientes da indústria corticeira no fabrico de betões estruturais e de argamassas de regularização, bem como avaliar propriedades mecânicas, físicas e de durabilidade desses betões. Este estudo insere-se num programa de investigação mais vasto, desenvolvido no Laboratório de Construções do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências de Coimbra, em que se procuram desenvolver e caracterizar novas aplicações para resíduos de cortiça.

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho pretende contribuir para uma construção ambientalmente mais sustentável, através da valorização dos resíduos resultantes da indústria corticeira, nomeadamente os granulados de cortiça, na produção de produtos específicos para a construção.

A considerável quantidade de resíduos de cortiça produzidos anualmente, e o potencial de reutilização destes, até agora não explorado na totalidade, justifica a importância do estudo deste tema. Por outro lado, verifica-se actualmente um crescente recurso a materiais alternativos, que possam substituir os agregados tradicionais na produção de betões leves. Para este efeito, são correntemente utilizados materiais como a argila expandida e o poliestireno expandido. Os resíduos de cortiça possuem características que os poderão tornar em alternativas técnicas interessantes nesta aplicação. No entanto, a sua utilização em betões, devido a falta de estudos neste domínio, não se encontra muito difundida. O presente trabalho pretende colmatar esta falta de informação, apresentando os resultados de estudos experimentais conduzidos neste domínio.

Um dos objectivos deste trabalho é analisar a possibilidade de introdução de granulados de cortiça como substituto parcial ou integral dos agregados correntes em betões e caracterizar a influência da presença deste material nas características físicas e mecânicas do betão produzido. Deste modo, numa primeira fase, estudou-se a composição do betão e fabricaram-se betões nos quais foram feitas substituições dos agregados correntes (areia e brita), em diferentes percentagens, por granulados de cortiça (expandida ou natural) com dimensões equivalentes.

Em seguida, procedeu-se a um estudo laboratorial no qual se produziram betões leves contendo cortiça, sendo avaliados diversos parâmetros, tais como a absorção de água, variação de massa volúmica e o tempo de secagem. Paralelamente, foi efectuada uma análise comparativa do comportamento dos betões leves contendo cortiça com outras alternativas técnicas correntes (ex. argila expandida e poliestireno expandido).

Para além da sua utilização no fabrico de betões leves, as propriedades da cortiça permitem prever que a sua incorporação, mesmo em betões estruturais, permitirá dotá-los de características interessantes e favoráveis, nomeadamente no aumento da sua durabilidade quando sujeitos a agressões ambientais. No entanto, a presença de cortiça poderá igualmente condicionar o desempenho dos betões estruturais em termos mecânicos. Deste modo, efectuou-se um estudo em que se pretendeu aferir a influência do tipo de granulado de cortiça, suas dimensões e dosagem na resistência mecânica de betões à compressão. Foi ainda avaliada a influência da dosagem de cortiça na resistência à compressão dos betões quando submetidos à acção de temperaturas elevadas.

Estudou-se igualmente o efeito da presença de resíduos de cortiça em betões sujeitos a alguns tipos de agressão que podem afectar a sua durabilidade. Nesta vertente do trabalho, realizaram-se ensaios sobre betões produzidos com incorporação de resíduos de cortiça. Tomando como variável a quantidade de cortiça, avaliou-se a sua influência na velocidade de penetração de cloretos, na resistência mecânica residual após sujeição a temperaturas elevadas, e no controlo da degradação dos betões quando sujeitos a fenómenos de gelo-degelo. O desempenho de betões com cortiça foi comparado com outros tipos de betão, nomeadamente um betão de referência com a mesma composição, mas isento de cortiça e um betão contendo adjuvantes

introdutores de ar, procedimento correntemente aplicado para aumentar a durabilidade aos ciclos de gelo-degelo.

O trabalho termina com a apresentação das considerações finais e de propostas para desenvolvimento de trabalhos futuros.

Estruturou-se a presente dissertação em oito capítulos. De forma a facilitar a sua leitura e a permitir a sua consulta de forma eficiente, optou-se por considerar cada capítulo como um documento autónomo, de modo a permitir a sua leitura de forma isolada.

A simbologia adoptada surge de forma coerente em cada capítulo. No entanto, existem alguns símbolos que têm significados distintos nos diferentes capítulos.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em oito capítulos. O presente capítulo constitui uma introdução. Neste capítulo indica-se o enquadramento do tema, estabelecem-se os objectivos pretendidos e referem-se sumariamente as diversas tarefas realizadas ao longo do desenvolvimento do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta uma descrição sobre a importância da cortiça e da Indústria Corticeira no contexto nacional. Descreve as principais propriedades da cortiça e as suas aplicações mais comuns. Apresenta as aplicações actuais da cortiça como material de construção e indica usos alternativos para a sua aplicação.

No Capítulo 3 efectua-se uma revisão bibliográfica de publicações existentes abordando a incorporação de resíduos industriais em misturas de betão, em substituição total ou parcial dos agregados convencionais. Identificam-se as principais propriedades dos betões obtidos utilizando estes resíduos, e as suas vantagens e desvantagens. Neste Capítulo, inicia-se o estudo da aplicação de resíduos de cortiça na produção de betões. Estudam-se e definem-se as composições de betão que serão utilizadas nos ensaios laboratoriais descritos nos capítulos seguintes. O Capítulo inclui a caracterização dos materiais utilizados, descrevendo o fabrico dos provetes e os ensaios realizados. Efectua-se ainda o estudo da influência da quantidade e tipo de

cortiça na resistência à compressão, massa volúmica e absorção de água dos betões, apresentando-se os resultados obtidos e as conclusões deles apuradas.

O Capítulo 4 descreve o estudo realizado sobre betões e argamassas leves, produzidas com recurso a granulados de cortiça. Apresenta-se um resumo do estado do conhecimento sobre o processo de secagem de betões e de argamassas, sendo descritos os principais métodos utilizados para a quantificação da humidade em pavimentos de betão. Em seguida, descrevem-se os ensaios laboratoriais realizados, bem como os procedimentos adoptados na preparação dos provetes, os procedimentos de ensaio e as medições realizadas: perda de peso e humidade relativa no interior dos provetes. O desempenho das diferentes composições de betão e argamassa contendo cortiça é comparado com o de outros betões e argamassas produzidos com outros tipos de agregados leves utilizados correntemente, como por exemplo a argila expandida e o poliestireno expandido. O Capítulo termina com a apresentação e comentário dos resultados e conclusões obtidos.

No Capítulo 5 avalia-se a durabilidade de betões com cortiça sujeitos à acção de gelo-degelo. Descrevem-se os mecanismos de degradação do betão sob a acção de gelo-degelo, identificando-se os parâmetros que mais influenciam essa degradação. Em seguida descreve-se o trabalho experimental realizado. Identificam-se os procedimentos seguidos na preparação de provetes e realização dos ensaios e descrevem-se os equipamentos utilizados. Apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados. O capítulo encerra com a apresentação das conclusões retiradas do trabalho realizado.

No Capítulo 6 descreve-se o trabalho desenvolvido com o objectivo de avaliar o desempenho de betões contendo cortiça quando submetidos a elevadas temperaturas. Neste Capítulo descrevem-se os principais factores da degradação física e química do betão quando sujeito a elevadas temperaturas, e apresentam-se as publicações existentes abordando a caracterização de betões sujeitos a esta acção. Em seguida, apresenta-se o trabalho experimental realizado, descrevendo os equipamentos, a preparação dos provetes e os procedimentos dos ensaios de aquecimento. Finalmente, são apresentados os resultados obtidos, e retiradas as respectivas conclusões.

No Capítulo 7, analisa-se o comportamento de betões com cortiça quando sujeitos a ataque químico por parte de cloretos. Descreve-se o comportamento do betão quando

sujeito à acção dos cloretos, apresentando os principais mecanismos de penetração dos cloretos no betão e as propriedades que influenciam esta penetração. Descrevem-se os processos experimentais existentes para a análise deste fenómeno. Seguidamente, apresenta-se o trabalho experimental realizado, que teve em vista a determinação da profundidade de penetração de cloretos e a avaliação da variação da resistência de betões sujeitos a difusão de cloretos. Descreve-se a preparação dos provetes e os ensaios realizados, e apresentam-se os resultados obtidos e as conclusões apuradas.

O Capítulo 8 compila as conclusões obtidas a partir de todo o trabalho realizado. Apresenta ainda as perspectivas de desenvolvimentos futuros para a continuação da investigação neste domínio.

2. A CORTIÇA

2.1. INTRODUÇÃO

A cortiça é um material celular, polimérico, relativamente complexo, produzido pelo sobreiro e constitui o revestimento exterior do seu tronco e ramos. É um tecido protector que se encontra em muitas plantas dicotiledóneas e que protege as camadas subjacentes evitando uma evaporação demasiado rápida e preservando-as de se degradarem.

O sobreiro (*Quercus suber L.*) é a única espécie florestal do mundo produtora de cortiça com capacidade para utilização industrial, pois a cortiça (ou tecido suberoso) produzida por outros possui características completamente diferentes.

O sobreiro é uma *quercínea* de folha persistente, membro da ordem *Fagales* e da família *Fagaceae*. É uma árvore de porte médio, com uma copa ampla e uma altura média de 15 a 20 metros, podendo atingir, em casos extremos, os 25 metros de altura. O tronco possui uma casca espessa e suberosa. O sobreiro é uma árvore de crescimento lento e de grande longevidade, que pode atingir 250-350 anos, embora se considere que a idade limite para a produção de cortiça seja de 150-200 anos.

A floresta de sobreiros (montado) povoa o Mediterrâneo Ocidental, da Península Ibérica à Itália e à Sicília, onde encontra óptimas condições de crescimento (Figura 2.1). Esta floresta requer muita luz, suporta pouca humidade e desenvolve-se em solos relativamente pobres.

O sobreiro ocupa actualmente uma área total de 2,3 milhões de hectares, dos quais 54% se encontram em Portugal e Espanha e 37 % no norte de África (Marrocos, Argélia e Tunísia). A produção mundial total de cortiça é aproximadamente 374 mil toneladas, com origem principalmente em Portugal e Espanha, que detêm,

respectivamente, 51% e 23% da produção total. A Tabela 2.1 apresenta a distribuição mundial das áreas de montado e a distribuição geográfica da produção mundial, em percentagem do total [2, 3].



Figura 2.1 - Distribuição geográfica dos montados [1]

Tabela 2.1 – Distribuição mundial das áreas de sobreiro e da produção de cortiça [2]

País	Área de sobreiro (% do total)	Produção de cortiça (% do total)
Portugal	32	51
Espanha	22	23
França	4	4
Itália	4	4
Argélia	18	11
Marrocos	15	5
Tunísia	4	3

Em Portugal, os montados, ocupam cerca de 23% do total da área florestal nacional, correspondendo a mais de 730.000 hectares, sendo um tipo de floresta reconhecida pela sua grande importância ecológica, económica e social [4, 5].

Sob o ponto de vista ambiental, Portugal foi pioneiro em matéria de legislação ambiental, pois as primeiras leis agrárias que protegem os montados de sobreiro surgem no início do século XIII, em 1209.

Portugal é o maior produtor mundial de cortiça, com uma área que representa um terço da área mundial de montados. As maiores concentrações de sobreiros, verificam-se principalmente a sul do rio Tejo, nos distritos de Setúbal, Évora, Beja, Portalegre e Santarém, que representam 87% da produção (Figura 2.2).

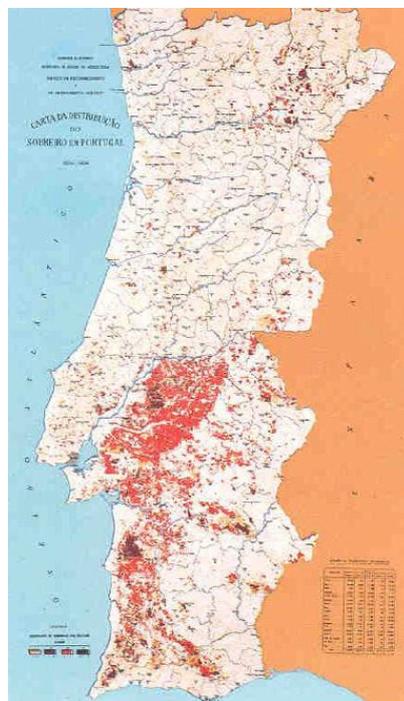


Figura 2.2 - Distribuição do sobreiro em Portugal [2]

A produção de cortiça em Portugal é estimada em 190 mil toneladas por ano, valor que representa mais de metade da produção mundial. Saliente-se que esta matéria-prima alimenta uma indústria de grande importância para a economia nacional – a Indústria da Cortiça – que transforma cerca de 75% da cortiça mundial, e que os produtos de cortiça constituem uma das exportações nacionais de maior valor.

A cortiça tem, portanto, uma reconhecida posição de relevo na economia nacional, tanto a nível da produção na floresta como na transformação industrial.

2.2. COMPOSIÇÃO QUÍMICA E PROPRIEDADES DA CORTIÇA

A cortiça é constituída por células ocas, de forma regular (poliedros de 14 faces), perfeitamente arrumadas, que lhe dão leveza e homogeneidade. Tem um grande poder

de recuperação, devido à sua forma multicelular, 40×10^6 células/cm³, contendo uma mistura de gases semelhantes à do ar. Cerca de 87,9% do material é ar, e a densidade da cortiça situa-se entre 0,12 e 0,19 g/cm³.

A cortiça constitui um produto natural peculiar, complexo e cuja valiosa matriz é difícil de estudar do ponto de vista químico. As propriedades específicas da cortiça resultam, em grande medida, da sua constituição química, que é substancialmente diferente da de outros tecidos vegetais.

A composição química global da cortiça tem sido estudada por diversos autores ao longo dos tempos [6, 7, 8], mas ainda não é conhecida na totalidade. Quimicamente, a cortiça é constituída por vários tipos de compostos, que tradicionalmente são divididos em cinco grupos, e cujos valores típicos são os seguintes: suberina (45%), lenhina (27%); polissacáridos (12%), taninos (6%) e ceróides (6%).

A suberina é o principal componente das paredes celulares da cortiça e, dadas as suas funções estruturais, não é possível removê-la sem destruir de forma irreversível a estrutura celular e a organização das paredes. Trata-se de um polímero misto de monómeros aromáticos e alifáticos, tipo poliéster, de estrutura complexa, constituído por ácidos gordos. É um composto hidrófobo, insolúvel nos solventes orgânicos usuais.

A lenhina é também um polímero com uma estrutura entrecruzada, parcialmente aromática, de elevado peso molecular, constituída por monómeros do tipo fenilpropano. Costuma ser identificada como o componente que confere rigidez à parede celular.

Os polissacáridos estruturais das paredes celulares da cortiça são constituídos por dois tipos de polímeros, a celulose (homopolímero) e as hemiceluloses (heteropolímeros). Na cortiça, a celulose corresponde a cerca de 50% dos polissacáridos, já que cerca de metade dos monossacáridos são glucose. Os restantes 50% dos polissacáridos correspondem às hemiceluloses (polímeros ligeiramente cristalinos). Os polissacáridos, em associação com a lenhina, são os responsáveis pela estrutura de suporte das paredes das células de cortiça.

Os taninos são compostos fenólicos que aparecem numa forma polimerizada, sendo habitualmente divididos em dois grupos: taninos hidrolisáveis e taninos condensados.

A fracção ceróide da cortiça é constituída por alcanos, alcanóis e triterpenóides. Encontram-se de forma livre nas paredes das células, devendo contribuir, em associação com a suberina, para a impermeabilização destas membranas.

Resultado da sua própria estrutura, a cortiça apresenta uma série de propriedades mecânicas e físicas que lhe conferem uma vasta gama de aplicações.

As propriedades especiais da cortiça são as seguintes: baixa densidade; elevada deformabilidade e baixa resistência à deformação; baixo coeficiente de Poisson; grande capacidade de absorção de energia (em impacto); grande capacidade de dissipação de energia (em vibrações); elevado coeficiente de atrito; baixa condutividade térmica; boa inércia química; baixa absorção de água e outros líquidos resultado da presença da suberina e cerina; boa resistência ao fogo. É imputrescível por ter elementos resistentes à humidade e tem uma apreciável resistência ao desgaste, assim como ao ataque de insectos.

2.3. A INDÚSTRIA DA CORTIÇA

As referências à indústria corticeira em Portugal remontam à época do Marquês de Pombal, mas nesta fase com características ainda muito primitivas. O maior desenvolvimento desta indústria ocorreu anos mais tarde, já depois da I Guerra Mundial.

Desde a sua origem, a indústria da cortiça está, portanto, associada à comercialização de vinhos, o que justifica que a rolha (actividade transformadora) seja a principal produção do sector (com cerca de 61% dos produtos fabricados). Cerca de 80% da cortiça produzida mundialmente é transformada na Península Ibérica, cabendo mais de 75% a Portugal. Os desperdícios da produção de rolha constituem a matéria-prima dos aglomerados (33%) e dos granulados (3%).

O desenvolvimento da indústria transformadora de cortiça em Portugal teve lugar em Silves, Évora e Azambuja, e posteriormente no distrito de Setúbal e de Aveiro onde se fixou especialmente a indústria rolheira [9].

A indústria da cortiça é significativa no conjunto da indústria transformadora portuguesa. A classificação desta indústria é feita por tipo de actividade. De acordo com os diferentes materiais manipulados e produtos finais, assim a indústria da cortiça

se divide em sub-sectoros. Destacam-se quatro grandes grupos: a indústria preparadora, transformadora, granuladora e aglomeradora.

A indústria preparadora envolve as operações posteriores à extracção da cortiça, relativas à selecção e preparação da cortiça amadia (cortiça obtida a partir do terceiro descortiçamento), como: a cozedura, o traçamento, o recorte, a escolha e o enfardamento. A indústria transformadora, trabalha a cortiça por simples talha ou corte e destina-se, fundamentalmente, a produção de rolhas de cortiça natural, e também de discos, a partir da prancha. Esta actividade está quase sempre associada à actividade aglomeradora. A indústria granuladora envolve as operações de trituração das cortiças de qualidade inferior e das aparas da fabricação de rolhas, que constituem os desperdícios das actividades de preparação e transformação. Os granulados podem ser utilizados como produtos ou matérias-primas das actividades aglomeradoras. A indústria aglomeradora destina-se à produção de aglomerados puros e de aglomerados compostos (com a adição de aglutinantes), que estão na base de várias subproduções (rolhas e discos de aglomerado, revestimentos de pavimentos e paredes e juntas).

A Figura 2.3 apresenta, de uma forma simplificada, as relações entre os diferentes sectores da indústria corticeira, matérias-primas e produtos.

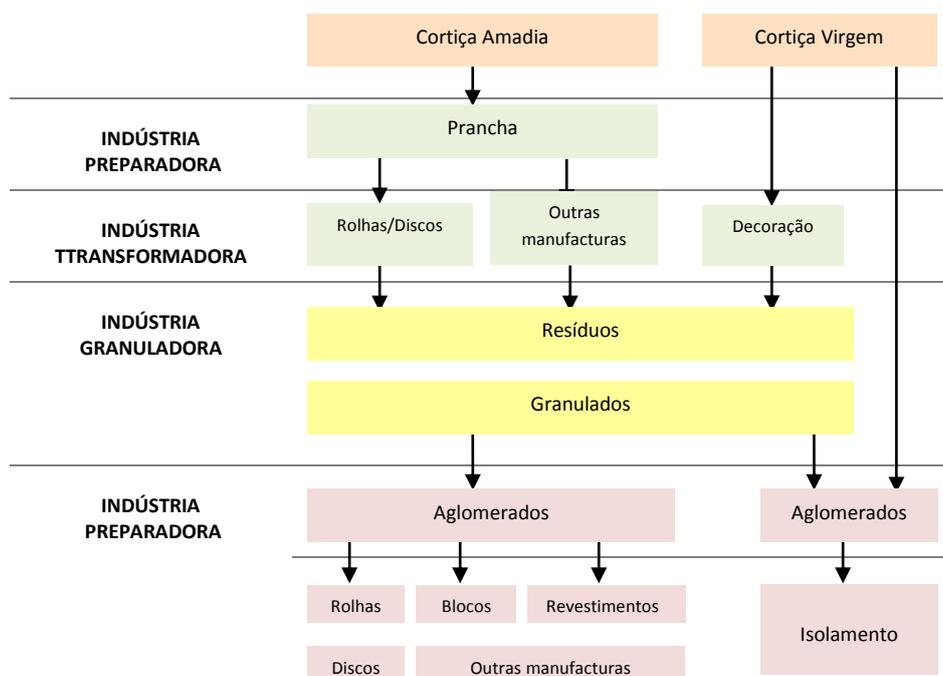


Figura 2.3 - Relações entre diferentes sectores da indústria corticeira, matérias-primas e produtos [3].

Em muitos casos, as unidades industriais podem englobar mais do que uma destas actividades, por exemplo a granulação e a aglomeração.

O processamento industrial da cortiça é feito numa perspectiva de maximizar o aproveitamento e a valorização da matéria-prima incluindo, deste modo, diferentes linhas de produção e de produtos.

2.4. A CORTIÇA COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO OU DE USO INDUSTRIAL

A cortiça é utilizada industrialmente no fabrico de diferentes produtos, que se podem reunir genericamente em dois grupos: produtos de cortiça natural e produtos de cortiça aglomerada [10].

Os produtos de cortiça natural são constituídos exclusivamente por cortiça, sem qualquer transformação para além das operações de preparação, corte e acabamento. Incluem principalmente rolhas e discos.

Os granulados, resultado da trituração de cortiça de qualidade inferior (por exemplo a cortiça virgem é muito dura e irregular não serve para a produção de rolhas), refugos, aparas de prancha e outros desperdícios de cortiça, destinam-se quase na totalidade à produção de aglomerados.

Os aglomerados de cortiça são obtidos através da aglutinação de granulados, com um ligante ou sob o efeito conjugado de pressão e temperatura.

A descoberta, no final do século passado, da possibilidade de aglomeração de cortiça por moldagem dos grãos obtidos pela trituração de desperdícios, realizada a uma temperatura adequada, trouxe novos desafios a esta indústria.

Existem múltiplas variedades de aglomerados, resultado de diferentes combinações de tipo, granulometria e densidade da cortiça usada, assim como do aglutinante mais adequado, preparado consoante o fim a que se destina. Os

aglomerados, depois de sujeitos a processos de moldação ou extrusão, apresentam-se na forma de blocos, bastões, rolos ou folhas.

A aplicação dos aglomerados é muito vasta e pode substituir a cortiça natural em grande parte dos artigos.

Na actualidade, os aglomerados e granulados encontram grande aceitação numa série de aplicações industriais ou de construção civil [11].

Os principais produtos fabricados em cortiça e utilizados como materiais de construção dividem-se em duas vertentes: os granulados e os aglomerados.

No caso dos primeiros, trata-se de um produto 100% natural utilizado para isolamentos térmicos, acústicos e vibráticos e que possuem as características intrínsecas da cortiça. Este produto é particularmente apropriado para a utilização no enchimento de paredes duplas ou caixas de soalho ou com betão leve (incorporação directa no betão de forma a atribuir-lhe características isolantes).

No que diz respeito aos produtos resultantes do processo de aglomeração, podemos encontrar duas grandes tipologias de produtos: os aglomerados puros expandidos e os aglomerados compostos.

Aglomerado expandido puro: consiste num produto 100% ecológico e reciclável e que, na indústria da construção, é utilizado sobretudo em isolamento térmico de telhados e sótão, de pisos térreos, de coberturas planas, no isolamento térmico e acústico de paredes interiores e exteriores, no isolamento de lajes à transmissão de ruídos de percussão e no isolamento acústico de paredes e superfícies.

Aglomerado composto: resulta da aglutinação do aglomerado de cortiça com substâncias estranhas ao sobreiro (ex.: plásticos, colas ou borracha). Devido à singularidade das propriedades destes aglomerados, são utilizados para variados fins, nomeadamente para os sectores da construção civil e para aplicações industriais. No caso da construção civil, é utilizado para o revestimento de

pavimentos, paredes e tectos, em sub-pavimento na forma de folha: a cortiça aglomerada reduz sensivelmente os ruídos de impacto (correção acústica) e contribui para uma poupança de energia significativa. Quando aplicados em juntas de expansão, têm a característica de acompanhar as variações de volume provocadas pela amplitude térmica diária e resistir aos mais variados tipos de vibrações. Podem ser também utilizados como base de apoio para máquinas industriais e como entrecamada em pavilhões industriais.

Outro subproduto que resulta dos processos de fabrico dos diversos artigos é o pó de cortiça. Este é correntemente utilizado como material combustível, utilizado pelas fábricas para alimentação das caldeiras destinadas a fornecer vapor aos diversos sistemas, cobrindo grande parte das suas necessidades energéticas. Mas o pó de cortiça pode ter ainda múltiplas aplicações, nomeadamente como produto de limpeza de fachadas expostas à poluição ambiental e de elementos em que não possam ser usados materiais de limpeza muito abrasivos. O seu poder de auto-adesividade permite também o fabrico de aglomerados por prensagem a quente, a frio ou por extrusão [12].

A versatilidade da cortiça como matéria-prima permite-lhe ainda aplicações na indústria naval, na indústria do calçado e do vestuário, na indústria aeronáutica (utilizada como material de isolamento em aviões), na indústria automóvel (fabrico de juntas para motores em rubercork), na indústria farmacêutica, aplicação em transmissões e transformações de energia eléctrica, no fabrico de artigos de desporto, no fabrico de objectos de utilidade doméstica e para fins decorativos.

Como material de construção, há ainda um conjunto de potenciais aplicações inovadoras da cortiça, com elevado potencial de crescimento no futuro [13].

A Figura 2.4, apresenta um esquema ilustrativo das aplicações da cortiça como matéria-prima.

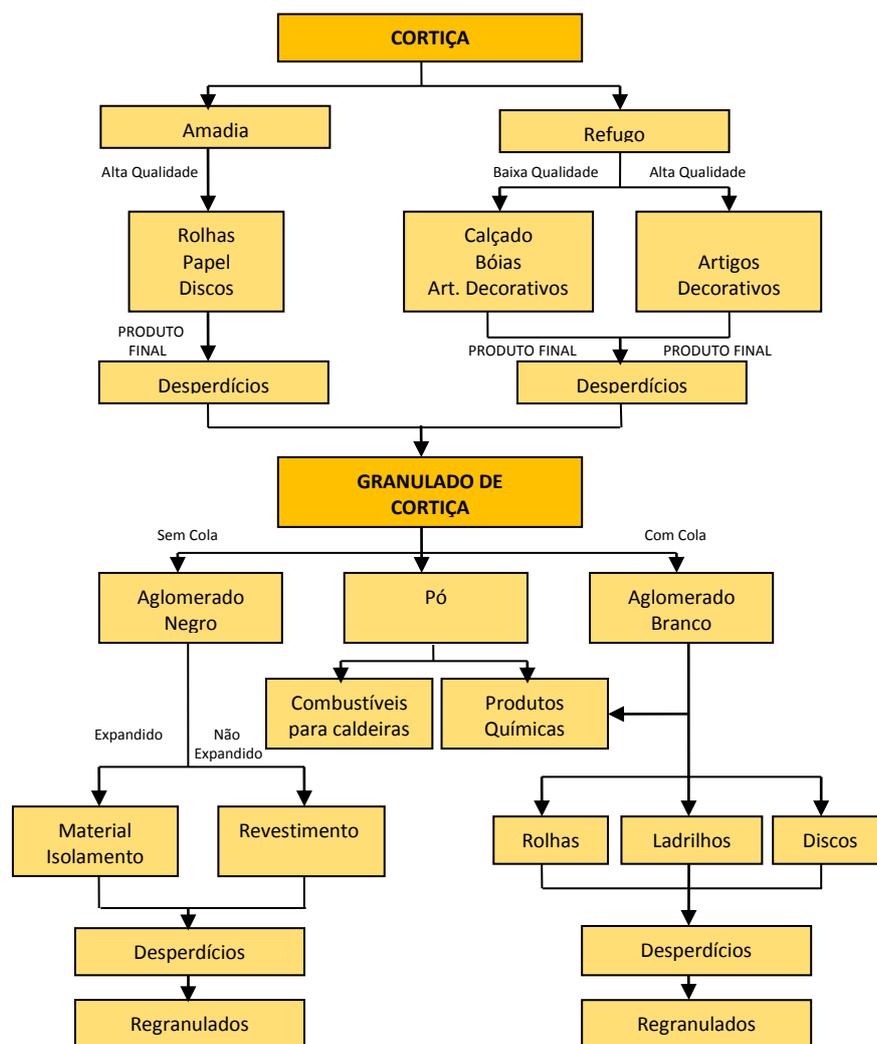


Figura 2.4 – Relações entre diferentes sectores da indústria corticeira, matérias-primas e produtos [3].

2.5. CONCLUSÕES

Encontrar novos produtos e novas aplicações para a cortiça e desenvolver novos materiais incorporando a cortiça é, sem dúvida, um desafio que se coloca com uma certa premência, dada a intensa competição com os outros materiais.

A aplicação da cortiça na Construção Civil é uma área de grande potencial, dadas as características intrínsecas da cortiça e as resultantes da composição com outros materiais. Neste domínio já existem patentes nacionais de aglomerado na composição da cortiça com ligantes termoplásticos, com estuque ou gesso e com colas e pigmentos decorativos.

A utilização de aglomerado negro de cortiça depende muito da concorrência de outros materiais sintéticos e é também muito vulnerável à situação económica internacional. No entanto, com o ressurgimento de crises energéticas e a implementação de regulamentação e de programas de poupança de energia, associados a novas técnicas construtivas e de aplicação de isolamentos, e ainda ao facto de esta ser um produto ecológico, podem abrir perspectivas de futuro para este material.

No campo industrial, será conveniente continuar os estudos tendentes à caracterização, valorização e aproveitamento dos resíduos originados nos processos de transformação. Os desperdícios da produção de rolha constituem a matéria-prima dos aglomerados (33%) e dos granulados (3%).

Esses estudos para novas aplicações deverão ter como objectivo prioritário, para além do alto valor acrescentado, o desenvolvimento de um processo integrado que permita a utilização de todas as fracções constituintes, valorizando o papel da cortiça como matéria-prima de base.

A cortiça já é usada no fabrico de materiais compósitos, como por exemplo materiais com uma matriz de borracha, contendo uma dispersão de pequenas partículas de cortiça, e os aglomerados brancos de cortiça que resultam da aglutinação de pedaços de cortiça com um adesivo sintético.

Outros materiais compósitos incorporando cortiça são potencialmente possíveis, nomeadamente o pó de cortiça. Este pó é um resíduo industrial importante, que pode ser misturado com outros pós, com ou sem a presença de um adesivo, e prensado a quente para obter placas ou outras formas, tirando partido da capacidade autocolante da cortiça, e originando vários tipos de produtos.

A procura de uma maior sustentabilidade tem fomentado o crescente desenvolvimento de novos produtos que promovam a utilização e o aproveitamento de resíduos e de subprodutos industriais.

A indústria granuladora produz granulados, resultantes de aparas e refugos, com diferentes pesos específicos e dimensões e granulometrias.

O presente trabalho tem como principal objectivo a utilização de desperdícios resultantes da indústria corticeira, nomeadamente granulados de cortiça, na produção

de produtos específicos para a construção civil, visando um novo caminho para uma construção económica e ambientalmente mais sustentável.

Esta pesquisa pretende dar um contributo na utilização e valorização dos granulados de cortiça na produção de betões e argamassas, substituindo-se parte dos agregados correntes (areias e britas), por granulados de cortiça.

Já se aplicam, pontualmente, argamassas com cortiça, em camadas de forma ou como base de assentamento de revestimentos de pavimentos.

No entanto, poderão também fabricar-se betões que incorporem os granulados de cortiça como agregado, obtendo-se possivelmente betões com menor resistência mecânica, mas com outras qualidades no que se refere ao peso, comportamento térmico e acústico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Fortes, M. A., Rosa M. A, Pereira H. (2004), “A Cortiça”, IST Press, Lisboa, pag. 259.
- [2] Gil, L.M. (1998), “Cortiça: Produção, Tecnologia e Aplicação”, INETI – Instituto Nacional de Engenharia e Tecnologia Industrial.
- [3] Azevedo A., Fernandes, J. (2004), “Estudo do Mercado da Cortiça nas Regiões do Alentejo e Extremadura”, Iberogestão, pag. 82.
- [4] Pereira, J.S., Bagulho, M. N., Caldeira, M. C. (2008), “Do sobreiro à cortiça – um sistema sustentável”, APCOR, Associação Portuguesa de Cortiça, Santa Maria de Lamas, ISBN 978-972-95171-5-0, pag. 44.
- [5] “A Utilização e a Valorização da Propriedade Industrial no Sector da Cortiça” (2005), Instituto Nacional da Propriedade Industrial, Vol. III, pag. 111.
- [6] Fortes, M. A. (1989), “A Cortiça”, Boletim da Cortiça n.º 490, pag. 35-60.
- [7] Cordeiro, N., Belgacem, N.M., Neto, C.P., Gandini, A. (1998), “Cork suberin as a new source of chemicals: 1. Isolation and chemical characterization of its

- composition”, *International Journal of Biological Macromolecules*, Vol. 22, No. 2, pag.71-80.
- [8] Cordeiro, N., Belgacem, N.M., Gandini, A., Neto, C.P. (1998) “Cork Suberin as a new source of Chemicals: 2. Crystallinity, Thermal and Rheological Properties”, *Bioresource Technology Journal*, Vol. 63, No. 2, pag. 153-158.
- [9] Pestana, M., Tinoco, I., (2009), “A Indústria e o Comércio da Cortiça em Portugal Durante o Século XX”, *EFN, Lisboa, Silva Lusitana*, Vol. 17, No. 1, pag. 1-26.
- [10] Mendes, Américo M. S. C. (2002), “ A economia do Sector da Cortiça em Portugal – Evolução das actividades de produção e transformação ao longo dos séculos XIX e XX”, *Documento de Trabalho, Universidade Católica Portuguesa, Faculdade de Economia e Gestão, Porto*, pag. 238.
- [11] Gil, L. (2006), “A cortiça como material de construção. Manual Técnico”, *APCOR, Associação Portuguesa de Cortiça, Santa Maria de Lamas*, pag. 66.
- [12] Gil, L. (1997), “Cork powder waste: an overview”, *Biomass and Bioenergy*, Vol.13, No. 1/2, pag. 59-61.
- [13] Pestana, M., Tinoco, I., (2009), “A Indústria e o Comércio da Cortiça em Portugal Durante o Século XX”, *EFN, Lisboa, Silva Lusitana*, Vol. 17, No. 1, pag. 1-26.

3. A CORTIÇA COMO AGREGADO NO BETÃO

3.1. INTRODUÇÃO

Como se tem vindo a referir, Portugal é o maior produtor e exportador de cortiça do mundo, responsável por mais de metade da produção mundial. No entanto, na indústria da construção, a utilização de cortiça limita-se essencialmente ao isolamento térmico, ao isolamento a sons aéreos e de percussão e ao isolamento à propagação de vibrações e à absorção sonora [1].

Verifica-se também que 20 a 30% da matéria-prima, recebida nas unidades de transformação, é rejeitada sob a forma de resíduos (granulados de cortiça), pelo que a indústria corticeira tem vindo a demonstrar um interesse crescente pelo aproveitamento destes subprodutos e as suas possíveis aplicações no sector da construção civil.

Este trabalho tem como objectivo contribuir para uma construção ambientalmente mais sustentável, através da valorização dos resíduos da Industria Corticeira, promovendo a sua incorporação em produtos específicos para a construção.

Uma das possíveis aplicações dos granulados de cortiça poderá ser como agregado leve no fabrico de betões estruturais. No entanto, não se conhecem estudos neste domínio.

No presente capítulo analisa-se a possibilidade de utilização de granulados de cortiça como agregados leves em misturas de betão, sendo utilizados na substituição total ou parcial dos agregados correntes.

O estudo descrito neste capítulo foi realizado segundo uma abordagem essencialmente experimental, ao longo da qual foram concebidas várias séries de betões e realizado um número significativo de ensaios laboratoriais.

Pretendeu-se quantificar neste capítulo a influência da presença da cortiça na resistência à compressão do betão. Para este efeito testaram-se diferentes composições, utilizando como agregados dois tipos de grânulos de cortiça: natural e expandida. O efeito da dimensão dos grânulos e a quantidade de cortiça na mistura foram igualmente analisados. Os resultados obtidos foram comparados com os provenientes de ensaios efectuados sobre um betão corrente usado como referência.

O presente capítulo inicia-se com uma revisão bibliográfica sobre betões que incorporam vários tipos de agregados leves, alguns dos quais provenientes de resíduos industriais, e o modo como esses agregados afectam as propriedades desses betões. De seguida, descreve-se o trabalho experimental realizado, que se iniciou pela caracterização dos materiais utilizados. Apresentam-se e justificam-se as composições das várias séries de betões estudados. Refere-se a realização dos ensaios de determinação da resistência à compressão, massa volúmica e absorção de água dos betões.

Os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais são também aqui apresentados e comentados. Este capítulo compreende ainda as conclusões retiradas.

3.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Desde há algum tempo que se têm vindo a introduzir no betão diferentes materiais que substituam total ou parcialmente os agregados convencionais (areias e britas), conferindo ao betão outras características, quer em termos de resistência mecânica quer em termos de durabilidade.

A crise energética dos anos 70, associada a uma crescente consciencialização ambiental, tem estimulado as tentativas de incluir resíduos industriais no betão. Algumas das propriedades do betão como por exemplo a redução do peso, maior ductilidade, melhor resistência ao impacto, melhor desempenho térmico e acústico, podem ser melhoradas com a incorporação de diferentes espécies de resíduos industriais.

Uma grande variedade de resíduos de materiais tem sido sugerida como viável ou mesmo benéfica como aditivos para o betão. Esses resíduos de materiais incluem a

celulose, a lenhina da madeira, cinzas de produtos orgânicos, como a casca de arroz, cinzas volantes e sílica de fumo [2].

Verifica-se também o aumento da utilização de betões de agregados leves em muitas aplicações na construção moderna, tirando partido das vantagens associadas a uma menor massa volúmica possibilitando elementos estruturais com menores secções e correspondente redução na dimensão das fundações, devido à redução da massa volúmica (peso próprio).

Os agregados leves são geralmente classificados em materiais naturais sem tratamento térmico (pozolanas, tufos vulcânicos, cinzas vulcânicas, calcários porosos), naturais com tratamento térmico (perlite expandida, vermiculite esfoliada e argila expandida, xisto expandido, ardósia expandida, etc.), artificiais sem tratamento térmico como por exemplo os resíduos de demolição e materiais artificiais com tratamento térmico resultantes de subprodutos industriais [3].

Os granulados de cortiça são considerados agregados leves e, como se tem vindo a referir, resultam da indústria da cortiça ou da reciclagem de produtos existentes. Existem granulados de cortiça natural e granulados de cortiça expandida. Estes últimos são provenientes de cortiça que foi previamente submetida a expansão volumétrica, por acção da temperatura transmitida por um fluido térmico (vapor de água).

Dos betões com agregados leves que têm vindo a ser estudados e aplicados destacam-se os tipos de betões descritos em seguida.

3.2.1 BETÕES COM AGREGADOS DE ARGILA EXPANDIDA

A utilização de betão com agregados de argila expandida tem já um enorme historial. Este pode ser usado para fabricar qualquer tipo de elemento de betão armado ou pré-esforçado, quer seja construído “in situ” ou pré-fabricado [4]. A redução das secções transversais dos elementos estruturais e a redução do peso dos materiais a manusear em obra com conseqüente aumento de produtividade, são outras das suas vantagens, bem como o maior isolamento térmico do produto acabado.

Em Portugal, a obra mais mediática em que foi utilizado este tipo de betão, é a pala do pavilhão de Portugal na EXPO98. A laje, com dimensões de 65 m x 50 m, e 0,20 m de espessura, foi executada com um betão leve (1800 kg/m^3) de argila expandida, com 30 MPa de resistência à compressão.

Outro exemplo de referência é o alargamento da ponte 25 de Abril, em que foi utilizado um betão leve de argila expandida de elevada resistência, que aos 28 dias era já superior a 50 MPa [5].

Silva et al. [6] produziram betões leves (1600 kg/m^3) estruturais de argila expandida com características de resistência semelhantes às dos betões correntemente utilizados.

Lourenço et al. [7] criaram ferramentas que permitiram uma maior divulgação da utilização de betões de agregados leves de argila expandida, apresentando as propriedades mais importantes deste material na perspectiva do dimensionamento de estruturas.

Zhang et al. [8] estudaram, durante aproximadamente dois anos, a retracção de betões leves de argila expandida, comparativamente à de betões convencionais. Os resultados indicaram que, nos primeiros seis meses, a retracção do betão normal com agregados de granito foi maior do que o do correspondente betão leve com mistura equivalente.

Os resultados revelaram ainda que a incorporação de 5% de sílica de fumo tem um efeito significativo na redução da retracção do betão, e que seu efeito sobre o betão leve é mais significativo do que sobre o betão corrente.

Lo, T.Y. et al. [9, 10], estudaram o efeito de vários factores na resistência de betões leves com agregados de argila expandida de diferentes granulometrias (5, 15 e 25 mm) e com diferentes razões água/cimento. Concluíram que o nível de resistência adquirido pelos betões é proporcional à resistência dos agregados, assim como à sua massa volúmica. A resistência destes betões depende da resistência do agregado utilizado e da pasta de cimento, bem como da ligação agregado/pasta de cimento na zona interfacial. De modo semelhante do que acontece nos betões correntes, o aumento da razão água/cimento faz diminuir a resistência.

3.2.2 BETÕES COM POLIESTIRENO

O poliestireno expandido é um tipo de agregado artificial, ultraleve (massa volúmica inferior a 300 kg/m^3) e não absorvente que tem vindo a ser utilizado no fabrico de betões leves.

Perry et al. [11] descrevem processos adoptados para a composição e colocação de betões contendo 40, 50 e 60% de volume de agregados de poliestireno. Referem que deverão existir cuidados especiais na mistura e preparação de betões contendo agregados de poliestireno. Para evitar a segregação tomaram precauções especiais e usaram um superplastificante para melhorar a trabalhabilidade. Verificaram que a resistência à compressão e a massa volúmica do betão são afectadas por alterações de composição, sendo o factor dominante a quantidade de poliestireno.

Ravindrarajah e Collins [12] estudaram a influência da incorporação de granulado de poliestireno expandido no betão em substituição parcial dos agregados convencionais, em diversos parâmetros, tais como a resistência mecânica e expansão térmica e ainda no desenvolvimento da temperatura em secções de betão de pequena espessura. Concluíram que a introdução de poliestireno no betão reduz a massa volúmica do betão, devido ao aumento da porosidade, causando reduções na resistência à compressão, à tracção e no módulo de elasticidade do betão. Verificaram que a resistência à compressão é mais sensível à variação da massa volúmica, comparativamente à resistência à tracção e ao módulo de elasticidade. No que se refere ao coeficiente de expansão térmica linear, os resultados evidenciaram que o betão de agregados correntes apresenta maiores valores para este coeficiente que os betões com poliestireno, devido ao volume de poliestireno introduzido.

No entanto, relativamente ao desenvolvimento da temperatura no interior do betão resultante da hidratação do cimento, os betões com poliestireno registaram maiores picos de temperatura que o betão convencional, devido à redução da quantidade de calor absorvido pelos agregados naturais.

Sabaa et. al. [13, 14] estudaram a trabalhabilidade de betões leves em que foram substituídos 30, 50 e 70% do volume de agregados grossos por grânulos de poliestireno.

Concluíram que a substituição parcial dos agregados de massa volúmica normal por agregados de poliestireno altera as propriedades do betão, do seguinte modo: a massa volúmica, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade foram reduzidos consoante o nível de substituição. A resistência à compressão é mais sensível à variação da massa volúmica do que o módulo de elasticidade. A retração por secagem e a deformação aumentaram com a dosagem de poliestireno.

Verificaram ainda que a trabalhabilidade destes betões, à semelhança dos betões correntes, depende da razão água/cimento, da quantidade de agregados finos e da quantidade de água. O “slump” do betão com agregados de poliestireno é menor que o de um betão corrente com trabalhabilidade idêntica, devido à redução da massa volúmica do betão.

Babu et al. [15] estudaram a influência da sílica de fumo como material cimentício suplementar, utilizada em várias percentagens, em betões com agregados de poliestireno expandido. Constataram que os betões apresentaram boa trabalhabilidade, podendo facilmente ser compactados e acabados.

Para a mesma proporção da mistura, a resistência do betão aumenta com a diminuição da dimensão das esferas de poliestireno.

A resistência destes betões aumenta com o aumento da percentagem de sílica de fumo. O aumento de resistência é proporcional à massa volúmica do betão. Estes betões revelaram grande compressibilidade do material e não exibiram a típica rotura frágil dos betões convencionais. Todos os betões registaram baixa absorção (abaixo dos 3% aos 30 minutos), indicando um betão de boa qualidade. Os valores da absorção total diminuíram com o aumento da percentagem de sílica de fumo. Estes betões revelaram ainda menor permeabilidade aos cloretos, comparativamente aos betões convencionais.

Os mesmos autores estudaram betões com agregados de poliestireno em que foi substituído 50% do material cimentício (cimento normal) por cinzas volantes [16, 17]. Os resultados foram comparados com betões de composição idêntica, utilizando apenas como ligante o cimento portland normal.

Os estudos revelaram que os betões com cinzas volantes apresentam menor absorção comparativamente aos betões que apenas contêm cimento. Exibiram ainda uma maior resistência química.

Laukaitis et al. [18] estudaram o efeito dos grânulos de poliestireno nas propriedades do betão celular. A investigação, a nível microscópico, da zona de contacto entre o betão celular e os grânulos de poliestireno mostrou que a ligação dos dois materiais é muito fechada, sem quaisquer fracturas ou microfissuras. A aderência dos dois componentes depende da dimensão e forma dos grânulos utilizados. Grânulos mais rugosos e maiores aderem melhor ao agente ligante. Estes autores verificaram que a zona de contacto é mais resistente que o granulado de poliestireno. Quando o granulado de poliestireno é fino, desagrega-se da zona de contacto, sendo portanto menor a resistência à coesão destes compósitos.

Chen et al. [19] produziram betões substituindo parte do agregado grosso e da areia por poliestireno expandido. Conseguiram obter betões com massas volúmicas compreendidas entre os 800 e os 1800 kg/m³ e resistência à compressão de 10 a 25 MPa. Verificaram que a adição de sílica de fumo melhora a dispersão dos grânulos de poliestireno na matriz de cimento e, portanto, a ligação entre o poliestireno e a pasta de cimento, aumentando a resistência à compressão destes betões. Por outro lado, adicionando fibras de aço a este tipo de betão, melhora-se significativamente a retracção por secagem.

Tange et al. [20] avaliaram as propriedades mecânicas de betões leves não estruturais em que parte do agregado grosso foi substituída por grânulos de poliestireno. Concluíram que estes betões, de um modo geral, apresentam boa trabalhabilidade e podem ser facilmente compactados e acabados. A massa volúmica, a resistência mecânica e o módulo de elasticidade destes betões diminuem significativamente com o aumento da quantidade de agregados de poliestireno nas misturas.

Babu et al. [21] estudaram também a influência da dimensão do agregado de poliestireno expandido (EPS) e não expandido (UEPS) na resistência e na migração da humidade de betões leves, com massas volúmicas compreendidas entre 1000 e 1900 kg/m³. Os resultados mostraram que, para betões de idênticas massas volúmicas e com agregados da mesma dimensão, os betões com agregados de poliestireno não expandido exibiram uma resistência à compressão 70% superior à dos betões com

EPS. Os betões com agregados de EPS de menor granulometria registaram maiores valores da resistência à compressão. Os betões de UPES exibiram uma rotura frágil idêntica à dos betões convencionais, enquanto que os betões de EPS exibiram um rotura mais dúctil e gradual. Relativamente à migração de humidade e à absorção, os betões contendo granulados de EPS com maior dimensão e em maior quantidade apresentaram maiores valores para estas características do betão.

3.2.3. BETÕES COM AGREGADOS POLÍMEROS

A aplicação de resíduos de plásticos no fabrico de betões, quer os provenientes do consumo público, quer os industriais, tem vindo a ser estudada desde os anos 90.

Stier et al. [22] testaram várias composições de betão nas quais introduziram fibras de misturas de plásticos reciclados. O material foi reduzido a partículas de dimensão compreendida entre os 3 a 7 mm e posteriormente extrudido sob a forma de fibras de diâmetro compreendido entre os 0,25 e 0,75 mm com 25 mm de comprimento.

Concluíram que os betões que incorporaram fibras de plástico exibiram maior resistência à compressão do que o betão de controlo. No que diz respeito a acção de ciclos de gelo-degelo, os resultados obtidos revelaram-se inconsistentes.

Kou et al. [23] estudaram as propriedades de betão leve fabricado com recurso a grânulos de plástico reciclado, obtidos por esmagamento de tubos de PVC. Utilizaram percentagens de grânulos de PVC de 5%, 10%, 15%, 30% e 45% em volume, em substituição do agregado fino. Verificaram que estes betões apresentam menor massa volúmica, menor retracção por secagem e maior resistência à penetração de cloretos e são mais dúcteis (maiores coeficientes de Poisson e reduzidos módulos de elasticidade). Contudo a trabalhabilidade, a resistência mecânica à compressão e à tracção são reduzidas à medida que se aumenta a percentagem de grânulos de PVC nas misturas. Concluíram que os grânulos de PVC reciclado, em substituição da areia, têm um potencial uso no fabrico de betões leves não estruturais, sendo a percentagem de substituição óptima da ordem dos 15% em volume.

Choi et al. [24], investigaram betões com agregados de resíduos de politereftalato de etileno (PET), resultante da reciclagem de garrafas plásticas, e granulados de escória de alto-forno, para avaliar o efeito dos granulados de escória de alto forno, nestes

betões. Verificaram uma redução na resistência à compressão e na massa volúmica do betão com a introdução destes materiais. Melhorou a trabalhabilidade do betão comparativamente à do betão corrente.

Mounanga et al. [25] estudaram a produção de betões leves com incorporação de grânulos de resíduos de espuma rígida de poliuretano resultantes de painéis de isolamento, em substituição da areia (de 13,1% a 33,7% do volume). Mostraram ser possível produzir betões leves com este tipo de resíduos. A principal dificuldade na determinação da composição de betões com agregados de espuma rígida de poliuretano reside no facto de ser difícil determinar a massa volúmica destes agregados leves devido à sua alta compressibilidade e absorção, comparativamente aos agregados tradicionais. Estes betões apresentaram baixa condutividade térmica e a sua massa volúmica foi da ordem de 25 % a 63% inferior à do betão de referência. No entanto, a resistência mecânica é baixa e a retracção por secagem é 4 a 5 vezes mais elevada do que a do betão de controlo.

3.2.4. BETÕES COM AGREGADOS DE BORRACHA

A borracha tem sido um dos resíduos materiais e industriais mais investigados pelo seu potencial uso na construção como agregado para o betão.

Siddique et al. [26], considerando a gestão dos resíduos sólidos como uma das maiores preocupações ambientais nos Estados Unidos e que uma parte significativa desses resíduos é constituída por pneus de borracha, detalharam os usos prováveis de betão com a utilização destes resíduos. Apresentaram uma visão global de todas as pesquisas publicadas, relativamente à utilização de resíduos de pneus de borracha no fabrico de betões.

Eldin et al. [27] utilizaram diferentes percentagens de partículas de borracha de várias dimensões no fabrico de betões, em substituição do agregado grosso ou da areia. Verificaram reduções de 85% na resistência à compressão do betão quando o agregado grosso foi substituído por borracha. Observaram uma redução de 65%, quando substituíram a areia por agregados de borracha. Estes betões não exibiram rotura frágil quando submetidos à compressão e à tracção. Apresentaram ainda uma maior capacidade de absorção de energia plástica sob a acção de compressão e de

tracção. Este estudo sugere que os betões com borracha podem ter múltiplas aplicações, nomeadamente arquitectónicas, em virtude da baixa massa volúmica, como betões de baixa resistência e em locais onde se tire partido da grande capacidade de absorção de energia plástica destes betões.

Topçu [28, 29] produziu betões incorporando borracha nas razões volumétricas de 15, 30 e 45%. Verificou um decréscimo da massa volúmica e da resistência à compressão do betão com o aumento da quantidade de borracha. Esse decréscimo é tanto maior quanto maior for a granulometria do agregado de borracha. Por outro lado, estes betões revelaram ter maior capacidade de absorção de energia plástica do que um betão normal, exibiram maior deformação no momento da rotura pelo que podem absorver mais energia. Com a incorporação de borracha na mistura, o betão torna-se mais dúctil e podem aumentar-se as capacidades de energia plástica dos betões.

Toutanji [30] estudou o efeito da substituição de agregados minerais por borracha de pneus. Foram introduzidos diferentes volumes de borracha (25, 50, 75 e 100%) na mistura.

Verificou que a incorporação da borracha no betão causa redução significativa, tanto na resistência à compressão como na resistência à flexão. Esta redução aumenta com o volume de borracha introduzido no betão. A redução da resistência à compressão foi aproximadamente o dobro da redução verificada na resistência à flexão.

O betão com borracha exibiu rotura dúctil e sofreu significativo deslocamento antes da fractura.

Fattuhi et al. [31] estudaram 32 misturas de betão com incorporação de diferentes percentagens e tipos de borracha. Os resultados mostraram que a borracha pode ser adicionada a materiais cimentícios sem quaisquer dificuldades. A adição de borracha a materiais cimentícios resulta numa redução da massa volúmica e da resistência à compressão.

Banazzouk et al. [32] examinaram as propriedades físicas e mecânicas de compósitos de cimento-borracha utilizando dois tipos de agregados de borracha, com a finalidade de obterem um material bastante deformável. Os resultados obtidos salientaram a importância da textura alveolar e da elasticidade dos agregados de borracha na melhoria da resistência à flexão e da deformabilidade do material. Uma análise óptica

revelou um melhor grau de ligação entre os agregados de borracha expandida e a matriz de cimento. A adição de agregados de borracha diminui a massa volúmica e a resistência à compressão destes betões. A análise da deformação através das curvas de tensão-extensão caracteriza a transição de material frágil para material dúctil com a adição de mais de 10% de agregados de borracha.

Ghaly et al. [33] estudaram o efeito da adição de borracha, como substituto de uma parte da areia, na resistência do betão. Foram introduzidas quantidades de borracha de 5, 10 e 15% do volume da mistura e utilizadas três razões água/cimento, 0,47, 0,54 e 0,61, respectivamente.

Os resultados confirmaram que a adição de borracha ao betão resulta numa redução da sua resistência comparativamente ao betão convencional. Com os resultados experimentais obtidos, determinaram correlações para estimar a redução da resistência do betão em função da quantidade de borracha presente na mistura e da relação água/cimento.

Estabeleceram um factor adimensional para a redução da resistência (R_c), representado pela expressão (3.1),

$$R_c = [(S_c)_r / (S_c)_{nr}] (a/c)(r) \quad (3.1)$$

em que $(S_c)_r$ é a resistência à compressão do betão com borracha, $(S_c)_{nr}$ é a resistência à compressão do betão sem borracha, (a/c) a relação água/cimento e r é a percentagem de borracha na mistura (Equação 3.1)

Taha et al. [34] investigaram as propriedades mecânicas de betões contendo partículas de borracha de pneus como agregado em substituição de diferentes volumes (25%, 50%, 75% e 100%) do agregado grosso e do agregado fino. Concluíram que a substituição dos agregados por partículas de borracha resulta numa diminuição do “slump” e da massa volúmica do betão fresco e num aumento da quantidade de ar. Enquanto ocorre uma redução significativa na resistência à compressão com o aumento de volume de borracha, verificam-se melhorias significativas na resistência ao impacto e na ductilidade destes betões. A análise da microestrutura dos betões

estudados permitiu-lhes sustentar a convicção de que a principal redução na resistência à compressão se deve mais ao comportamento das partículas de borracha como um agregado flexível, do que à redução da ligação entre as partículas de borracha e a pasta de cimento.

Zheng et al. [35] estudaram betões incorporando grânulos de borracha de pneus em substituição do agregado grosso de betão corrente com o objectivo de investigarem o efeito do tipo e quantidade de borracha na resistência e deformação dos betões. Verificaram que a resistência à compressão e o módulo de elasticidade destes betões diminui com o aumento da quantidade de borracha introduzida. Contudo os betões com borracha, em termos de ductilidade, apresentaram um desempenho superior ao corrente.

3.2.5. BETÕES COM OUTROS AGREGADOS MINERAIS

Suryavanshi et al. [36] avaliaram as propriedades físicas e mecânicas de misturas leves de consistência uniforme contendo várias proporções de cimento e de microsferas cerâmicas. Os resultados demonstraram que estas misturas se incluem na categoria de betões de baixa ou moderada massa volúmica. O estudo mostrou ainda que, introduzindo aditivos químicos suplementares à mistura, é possível obter betões com grande variedade de massa volúmica, resistência à compressão e resistência à absorção de água.

McBride et al. [37] estudaram betões incorporando microsferas cerâmicas como principal agregado na substituição de 50, 75 e 100% do agregado fino. Verificaram que a resistência do betão diminui com maiores volumes de microsferas. Esta perda de resistência parece dever-se às fracas propriedades resistentes na ligação entre as microsferas e o material de ligação.

Embora as microsferas contribuam para a baixa massa volúmica do betão, com o aumento da quantidade destes agregados, a quantidade de água necessária aumenta, levando a um aumento da porosidade capilar e a um aumento na absorção de água.

Demirboga et al. [38] avaliaram o comportamento de betões com agregados e perlite expandida e pedra-pomes, nos quais foram introduzidos cinzas volantes e sílica de fumo em substituição de 15, 20 e 30% do cimento. Os resultados obtidos permitiram

concluir que as cinzas volantes aumentam a trabalhabilidade das misturas, enquanto a sílica de fumo faz diminuir a trabalhabilidade. Ambos os aditivos fazem diminuir a massa volúmica do betão. A substituição de agregados de pedra-pomes por 20, 40, e 60% de agregados de perlite expandida, aumenta a resistência à compressão destes betões.

Cavaleri et al. [39] estudaram a possibilidade da utilização de pedra-pomes como alternativa aos agregados leves artificiais na produção de painéis leves de parede. Após a avaliação das propriedades físicas e mecânicas do betão produzido, verificaram ser viável a sua aplicação neste tipo de elementos estruturais. Os painéis de parede de betão contendo pedra-pomes exibiram menor rigidez e um comportamento mais dúctil do que os betões com argila expandida, sendo a resistência à compressão idêntica.

Yasar et al. [40, 41] produziram betões com pomes basáltico (escória) como agregado e cinzas volantes como aditivo. Constataram que este tipo de agregado pode ser utilizado na produção de betões leves. Mostraram que é possível produzir betões de 25 MPa de resistência à compressão, com este tipo de agregados, introduzindo cinzas volantes nas misturas.

Topçu [42] investigou betões produzidos com escórias vulcânicas em substituição do agregado grosso. Verificou que a adição de escórias vulcânicas ao betão causa um decréscimo em todas as propriedades nomeadamente na trabalhabilidade e na resistência. A massa volúmica, a velocidade de propagação de ultra-sons e a dureza superficial também diminuem.

Palmquist et al. [43] analisaram o comportamento de betões com diferentes combinações de agregados naturais e vitrificados, mantendo constantes as quantidades de cimento, água e agregados finos. Os resultados mostraram um decréscimo na resistência à compressão à medida que o volume da fracção de agregado vitrificado aumenta. Este facto é atribuído à fraca ligação entre o agregado vitrificado e a argamassa. O módulo de elasticidade do betão com agregado vitrificado é consideravelmente maior que o do betão com agregados naturais.

Topçu et al. [44] estudaram as propriedades do betão contendo resíduos de vidro como agregado grosso. Verificaram que a resistência mecânica dos betões, em

particular a resistência à compressão, diminui com o aumento da percentagem de resíduos de vidro. Para uma substituição de 60% do agregado grosso por resíduos de vidro verificou-se uma perda de 49% da resistência à compressão. Concluíram que a utilização deste tipo de resíduos como agregado fino poderá produzir melhores resultados, assumindo que a sua geometria poderá ser mais adequada e quase esférica. No entanto salientaram que não se deverão utilizar resíduos de vidro sem ter em atenção as suas propriedades de reacção sílica-alcalis, em resultado das quais pode aumentar a expansão do betão.

Park et al. [45] estudaram a aplicação de resíduos de vidro reciclados, resultantes do uso doméstico e da indústria vidreira, como agregado fino na produção de betões. Concluíram que a resistência à compressão, à tracção e à flexão dos betões com agregados de resíduos de vidro diminui à medida que se aumenta a sua percentagem nas misturas. Os betões contendo 30% de agregados reciclados de vidro exibiram os maiores valores de resistência mecânica.

Binici et al. [46] estudaram a durabilidade de betões produzidos com agregados resultantes das indústrias da pedra de granito e de mármore na função de agregado grosso. Verificaram que estes betões exibiam um significativo aumento da resistência à compressão comparativamente ao betão corrente. Exibiram também maior resistência à penetração de cloretos. Concluíram assim que a introdução de agregados de mármore e de granito pode ser utilizada para melhorar as propriedades mecânicas, trabalhabilidade e resistência química das misturas de betão convencionais.

3.2.6. BETÕES COM AGREGADOS DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO RECICLADOS

O tema da reciclagem e aproveitamento dos resíduos de construção e demolição (RCD) é considerado muito importante no esforço geral de desenvolvimento sustentável nos nossos dias. A necessidade de reciclagem está directamente relacionada com o aumento da demolição de estruturas antigas ou fora de uso, com a procura de novas estruturas e da destruição por fenómenos naturais (terramotos, etc.). A necessidade de produção e de utilização de agregados reciclados é actualmente urgente e a sua utilização em trabalhos de construção é um assunto premente na indústria da construção mundial [47].

Chen et al. [48] produziram betões utilizando entulhos da construção recolhidos de estruturas danificadas ou demolidas que foram reciclados. Verificaram que os agregados reciclados não lavados afectam a resistência do betão, sendo que este efeito é mais notório em betões com baixas relações água/cimento. Quando os agregados são lavados, minimizam-se estes efeitos negativos. Para a mesma composição do betão, as resistências mecânicas do betão com agregados reciclados são inferiores às do betão corrente.

Xiao et al. [49] estudaram as propriedades mecânicas de betões com agregados reciclados quando submetidos à compressão axial. Fabricaram betões com diferentes percentagens de agregados reciclados (0%, 30%, 50%, 70% e 100%) em substituição do agregado grosso. Verificaram que a resistência à compressão dos betões com agregados reciclados decresce com o aumento da percentagem desses agregados. O módulo de elasticidade destes betões é também inferior ao do betão normal. O módulo de elasticidade dos betões com agregados reciclados diminui à medida que se aumenta a quantidade de agregados reciclados. Para uma substituição de 100% de agregados convencionais, o módulo de elasticidade do betão reduziu 45%.

Levy et al. [50] estudaram diversas séries de betões em que substituíram parte do agregado natural por 0%, 20%, 50% e 100% de agregados reciclados de diferentes origens: agregados reciclados de betão e agregados reciclados de alvenarias. Verificaram que, com estas percentagens de substituição, se podem produzir betões com resistência idêntica à de betões com agregados naturais, na ordem do 20-40 MPa aos 28 dias. Nestes betões, diminuiu a profundidade de carbonatação em relação aos betões convencionais.

Quando substituíram 20% dos agregados naturais pelos agregados reciclados, quer de betão ou de alvenaria antigos, verificaram que o betão resultante apresentava o mesmo e algumas vezes melhor comportamento que o betão de referência, em termos das propriedades estudadas. Este facto justifica os esforços para a utilização destes agregados em betões, o que poderá contribuir para a preservação do ambiente e para alcançar o mesmo desempenho final com provavelmente menores custos que os do betão corrente.

Khatib [51] estudou as propriedades de betões contendo agregados finos reciclados. Os agregados finos reciclados consistiram em betão ou tijolo triturados em partículas

de dimensão inferior a 5 mm de diâmetro. O agregado fino do betão de referência foi substituído por 25%, 50% e 100% de agregados de betão ou de tijolo. Registaram-se, na generalidade, diminuições da resistência à compressão na ordem dos 15 a 30% no betão com agregados de betão reciclado. Contudo, o betão contendo 50% de agregados de tijolo apresentou uma resistência idêntica à do betão de referência. Mesmo com a substituição de 100% dos agregados finos por agregados de tijolo a redução na resistência do betão foi de apenas 10%. Nestes betões a retracção e a expansão são maiores do que as do betão de referência.

Brito et al. [52] considerando que os materiais cerâmicos, tais como as telhas das coberturas e os tijolos das fachadas e das paredes divisórias, são um dos esteios em termos da construção em países mediterrânicos e que existem grandes quantidades de resíduos destes materiais, quer provenientes do seu próprio fabrico, quer resultantes da demolição de edifícios, estudaram a possibilidade da utilização destes resíduos no fabrico de betões.

Verificaram que é viável a produção de betões não estruturais com resíduos cerâmicos como agregado grosso. O principal problema destes agregados é a sua elevada absorção, que pode ser parcialmente resolvido com a sua pré-saturação.

A resistência destes betões diminui, à medida que a quantidade deste tipo de agregados aumenta.

Fonteboa et al. [53] avaliaram as propriedades físicas e mecânicas de betões contendo 50% de agregados grossos provenientes dos resíduos de demolição, com e sem sílica de fumo. Os betões apresentaram menor massa volúmica e maior absorção comparativamente ao betão de agregados naturais. A presença de agregados reciclados produz betões com menor desempenho em termos de resistência, mas a adição de sílica de fumo pode contribuir para a recuperação da resistência.

3.2.7. BETÃO COM AGREGADOS DE MATERIAIS ORGÂNICOS

A incompatibilidade química entre a madeira e o cimento é um problema significativo. Os açúcares que estão presentes em quantidades variáveis na maioria das madeiras, são retardadores da presa do cimento [54]. A hemicelulose é solúvel num meio alcalino, tal como a pasta de cimento fresca, e pode reduzir a resistência e a

velocidade de hidratação do cimento. Outros extractivos, tais como as resinas podem imigrar para a superfície das partículas durante a secagem e criar uma camada na superfície que impede a ligação entre a madeira e o cimento. Existem, no entanto, alguns processos para ultrapassar esta situação [55]. A estabilidade de betões com madeira pode ser obtida por tratamentos físicos e químicos aplicados às partículas de madeira.

Apesar das limitações, têm sido desenvolvidos vários estudos no âmbito da análise da viabilidade de produção de compósitos de madeira-cimento.

Stahl et al. [56], considerando o potencial dos resíduos de madeira como recurso para materiais de construção, estudaram a utilização de agregados de madeira reciclados na produção de blocos para alvenaria para divisórias interiores.

Os blocos foram confeccionados com processos e equipamentos convencionais, apenas foram curados em condições semi-controladas.

Os melhores resultados foram obtidos com misturas simples em que se substituiu o volume de agregado grosso por agregados de madeira e numa mistura em que foram usados alguns agregados de pedra conjuntamente com os agregados de madeira tratados com silicato de sódio.

Gong et al. [57] analisaram as características de compressão de compósitos de madeira-cimento. Os compósitos com um rácio cimento/madeira de 1,5 apresentaram uma resistência à compressão comparável à do betão corrente. No entanto, a deformação sob a acção da carga máxima foi, pelo menos, dez vezes superior à do betão corrente.

A capacidade de tais compósitos para fazer face a grandes deformações plásticas sugere que têm um forte potencial para dissipar energia.

Coatanlem et al. [58] estudaram a durabilidade de um betão leve de fibras de madeira. O estudo revelou a possibilidade de produzir betão com madeira. Mostrou que a ligação entre os resíduos de madeira e a pasta de cimento poderá ser melhorada se os resíduos de madeira forem mergulhados numa solução de silicato de sódio antes da amassadura.

Ozturk et al. [59] estudaram a possibilidade de utilização de resíduos de tabaco, na produção de betões leves. Os provetes foram produzidos com a combinação de materiais como os resíduos de tabaco, pedra-pomes, areia e cimento. Os resultados conduziram a diferentes betões leves, que podem ser classificados de acordo com os valores da consistência, massa volúmica, porosidade, resistência à compressão e condutividade térmica.

Face aos resultados obtidos, concluíram que os betões leves com aditivos de resíduos de tabaco podem ser utilizados como revestimentos ou como divisórias na construção.

3.2.7.1. Betão com Cortiça

O primeiro dos poucos estudos que existem sobre betões com incorporação de cortiça, reporta-se a 1979. Neste trabalho preliminar, Aziz et al. [60] pretenderam investigar a possibilidade de fabricar betões com cortiça que se integrassem na categoria dos betões leves existentes. Para esse fim, utilizaram grânulos de cortiça natural, resultantes de pacotes de acondicionamento de frutas importadas. A principal intenção dos autores foi a de dar um fim útil à cortiça das embalagens, em vez de a eliminar como resíduo.

Fabricaram misturas de cimento com os granulados de cortiça, nas proporções de 1:1, 1:2 e 1:3 e com diferentes razões a/c (0,30 e 0,35). Utilizaram provetes de pequena dimensão: cubos ($50 \times 50 \times 50$) mm³, prismas ($50 \times 50 \times 200$) cm³ e cilindros de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

Verificaram que, apesar da leveza dos grânulos de cortiça, não ocorreu segregação do betão. Os resultados indicaram que, embora a resistência mecânica à compressão do betão com cortiça seja inferior à do betão leve corrente, este tipo de betão comporta-se melhor do que os outros tipos de betão leve estudados. O betão leve com cortiça exibiu melhores propriedades térmicas e menor retracção quando comparado com outros betões produzidos com materiais orgânicos.

Os autores indicaram promissoras possibilidades de utilização de betões com cortiça em diversos trabalhos de engenharia, quer convencionais quer em aplicações especiais. Referiram como principais utilizações destes betões a sua aplicação no preenchimento de valas de canalizações enterradas, na melhoria da estabilidade de

taludes, no enchimento do tardo de muros de contenção ou para colocação em camadas de regularização sobre pavimentos ou coberturas de betão como reforço do isolamento térmico.

Hernández-Olivares et al. [61] analisaram um novo material compósito à base de cortiça e gesso. Verificaram ser possível misturar cortiça com gesso em diferentes proporções, originando diversos compostos, uma vez que existe uma boa interação entre a matriz de gesso e os grânulos de cortiça. De um modo geral, as propriedades mecânicas deste novo compósito revelaram-se fracas, sendo necessário adicionar agentes de reforço, por exemplo fibras de vidro, para aumentar a resistência destes compostos. Os resultados, em termos do comportamento térmico e acústico destes compostos foram satisfatórios.

Karade et al. [63, 63, 64] estudaram a compatibilidade da cortiça com o cimento. Analisaram a diferença entre as propriedades da cortiça e de várias madeiras e as vantagens que essas propriedades podem conferir aos compostos de cimento.

Verificaram diferenças consideráveis entre a cortiça e a madeira, concluindo que os grânulos de cortiça podem ser considerados como agregados leves para o betão em vez de fibras de reforço, como no caso da madeira.

Uma das vantagens da utilização de granulados de cortiça é que eles contêm várias células abertas na superfície, o que facilita uma boa ligação com a pasta de cimento.

Confirmaram que a adição de partículas de madeira a uma matriz de cimento retarda a hidratação do cimento, o que afecta negativamente a velocidade de produção e a resistência de compostos de madeira-cimento.

A cortiça parece ter melhor compatibilidade com o cimento do que a madeira, devido principalmente à presença da suberina, um polímero que torna a cortiça relativamente impermeável. A outra principal diferença é o baixo teor de celulose e hemicelulose da cortiça. Estes componentes são essencialmente compostos de açúcares que retardam a hidratação do cimento. A redução da quantidade de celulose e hemicelulose é benéfica sob o ponto de vista da compatibilidade cortiça-cimento.

Os resultados de ensaios de hidratação revelaram que a compatibilidade cortiça-cimento em granulados de cortiça de média e grande dimensão é elevada e que se

reduz com a quantidade de cortiça adicionada, embora não se verifiquem fenómenos de retardamento da presa do cimento.

Por outro lado, a adição de cortiça ao betão reduz as propriedades resistentes do produto.

Pereira et al. [54, 65] partindo do conhecimento de que os substratos lenho celulósicos são, de certo modo, inibidores das reacções de hidratação do cimento, caracterizaram a presa do cimento quando misturado com cortiça, eucalipto e pinho marítimo.

Concluíram que todos os substratos utilizados tinham efeito na hidratação do cimento. O eucalipto e o pinho marítimo apresentaram comportamentos idênticos, diferindo apenas nos estágios iniciais da reacção, em que o eucalipto permitiu uma cinética de hidratação mais rápida.

Nos primeiros estágios da cura, a cortiça pareceu comportar-se como o substrato mais inibidor, o que era expectável considerando a maior quantidade de extractivos da cortiça comparativamente aos outros dois substratos. No entanto, à medida que o tempo de cura aumenta, torna-se claro que a cortiça é o mais compatível dos três substratos.

Seguidamente à revisão bibliográfica realizada sobre os tipos e propriedades, quer em termos de resistência mecânica, quer em termos de durabilidade, de betões com incorporação de resíduos industriais ou outros, que têm vindo a ser estudados e aplicados, descrevem-se os trabalhos realizados para verificação da viabilidade da produção de betões com granulados de cortiça para fins estruturais.

3.3. TRABALHO EXPERIMENTAL

Trabalhos preliminares mostraram ser possível misturar grânulos de cortiça natural com cimento e produzir betões leves, uma vez que existe compatibilidade entre o cimento e a cortiça [60 a 65]. Aqueles betões leves exibiam resistências mecânicas à compressão muito baixas, pelo que não podiam ser usados para fins estruturais.

Não existem referências quanto à utilização de betões com cortiça para fins estruturais, nem quanto à utilização de granulados de cortiça expandida como agregado.

Este trabalho tem como objectivo verificar a possibilidade de utilização de granulados de cortiça natural e expandida, como agregado, na substituição total ou parcial dos agregados correntes na produção de betão estrutural. Pretende-se também determinar a influência da introdução de cortiça nas misturas na resistência à compressão, na massa volúmica e na absorção dos betões.

Para esse fim foi realizada uma extensa campanha de ensaios laboratoriais, em que se produziram e ensaiaram várias séries de betões.

Entre as variáveis de estudo consideradas incluem-se o tipo de granulado de cortiça (natural ou expandido), a sua granulometria e a dosagem utilizada. Avaliou-se também a influência da quantidade de ligante, da introdução de superplastificante e de introdutor de ar neste tipo de misturas.

Para avaliar a influência da introdução de cortiça nas propriedades do betão, utilizou-se como referência um betão de agregados correntes, de composição já conhecida, a partir do qual por substituição parcial ou total de um ou de ambos dos seus agregados (areia e brita), por granulados de cortiça, foram sendo gradualmente estudadas novas composições de betão com incorporação de cortiça.

Para avaliar a influência de aditivos no comportamento de betões com cortiça foram estudadas composições com um superplastificante e composições com um introdutor de ar. Essas composições foram agrupadas em séries de betões, em função das variáveis em estudo, de acordo com o que se descreve no Ponto 3.3.2 do presente capítulo.

Depois de definida a composição de cada um dos betões, foram fabricados provetes cúbicos normalizados de $(150 \times 150 \times 150)$ mm³ de dimensão. Os provetes foram depois submetidos a ensaios para determinação da resistência à compressão axial, da massa volúmica e da absorção de água dos betões.

O trabalho iniciou-se com a caracterização dos materiais utilizados, no que se refere nomeadamente à distribuição granulométrica e à massa volúmica dos agregados convencionais e dos vários granulados de cortiça.

Descreve-se sequencialmente as composições das várias séries de betões estudados, produzidas a partir de um betão de referência, em função das variáveis que se

pretendia analisar. Referem-se os ensaios efectuados para a determinação da resistência à compressão, e os procedimentos seguidos para a determinação da massa volúmica e da absorção de água dos betões.

Apresentam-se os resultados dos ensaios realizados para as séries estudadas. Comentam-se os resultados obtidos nos ensaios referidos, analisando-se a influência da substituição dos agregados correntes (brita e areia) por granulados de cortiça, no desempenho dos betões que a incorporam. O capítulo termina com a apresentação das conclusões

3.3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Realizaram-se testes laboratoriais com o objectivo de determinar as características mais relevantes dos agregados utilizados. Determinou-se a distribuição granulométrica e a massa volúmica para os agregados convencionais (areia e brita) e grânulos de cortiça utilizados.

Para o betão endurecido, foi determinada a resistência mecânica à compressão, a massa volúmica e a absorção de água.

3.3.1.1. Cimento

O cimento utilizado em todos os tipos de betão produzido foi o cimento Portland CEM II-B/L 32,5N. O cimento foi fornecido pela CIMPOR Cimentos de Portugal, SGPS, SA., em sacos estanques de modo a minimizar a sua deterioração. Dada a extensão temporal dos ensaios o cimento foi fornecido em duas remessas, tentando-se deste modo eliminar o efeito de possíveis variações das suas propriedades ao longo do tempo.

3.3.1.2. Água

A água utilizada em todas as amassaduras foi água da rede pública de abastecimento da cidade de Coimbra. A dosagem de água depende de vários factores, tais como a dimensão máxima do agregado a utilizar.

Em todos os betões da mesma série utilizou-se idêntica razão água/cimento.

3.3.1.3. Adjuvantes

Os adjuvantes são substâncias ou produtos que, de um modo geral, são usados com a finalidade de modificar algumas propriedades dos betões. Dada a grande diversidade de adjuvantes, a especificação LNEC E 374 [66], propõe uma classificação baseada no efeito predominante destes produtos.

Neste trabalho foram usados dois tipos de adjuvantes: um super-plastificante e um introdutor de ar.

Numa das séries de betões introduziu-se o super-plastificante Sikament[®] P1210, na dosagem de 1l/100kg de cimento, seguindo as instruções do fabricante, o que permitiu reduzir 10% da água de amassadura.

Uma das vantagens da introdução de um superplastificante é a de permitir reduzir a relação a/c sem afectar a trabalhabilidade do betão, possibilitando obter, para a mesma composição, betões com maior resistência mecânica. Deste modo pretendeu-se verificar se este efeito ocorreria também em betões com cortiça.

A finalidade da introdução de um super-plastificante na composição dos betões com cortiça foi a de avaliar a sua influência na variação da resistência à compressão destes betões.

Noutra série de betões utilizou-se um introdutor de ar, Sika-AER[®] 5, na dosagem de 0,1l/100kg e de 0,2 l/100kg de cimento, respectivamente. Este introdutor permite aumentar a quantidade de ar ocluído no betão, sob a forma de bolhas finas muito estáveis e uniformemente repartidas no betão. Este efeito permite aumentar a resistência dos betões face às acções de gelo-degelo.

Desta forma, pretendeu-se avaliar o desempenho em termos de resistência mecânica e posteriormente de durabilidade de betões com introdutor de ar, comparativamente ao desempenho de betões em que se substituiu parte do agregado fino (areia) por diferentes percentagens de granulado de cortiça.

Ambos os adjuvantes foram fornecidos pela Sika Portugal - Produtos Construção e Indústria, SA.

3.3.1.4. Agregados

Os agregados de um betão podem ser naturais, artificiais, reciclados de materiais previamente usados na construção, ou ainda provenientes de resíduos de várias indústrias. São o componente que entra em maior quantidade e que mais condiciona as características mecânicas e a durabilidade do betão. Os agregados podem ser classificados de diversas formas, em função da natureza petrográfica, massa volúmica, baridade, modo de obtenção e dimensão.

De acordo com a NP ENV 206-1 [67], os agregados correntes têm massa volúmica compreendida entre os 2000 kg/m³ e os 3000 kg/m³, os agregados leves têm massa volúmica menor ou igual a 2000 kg/m³ e os agregados pesados têm massa volúmica superior aos 3000 kg/m³.

Na composição dos betões utilizados neste estudo foram usados agregados correntes e granulados de cortiça como agregado leve.

Para o agregado grosso utilizou-se brita de calcário com dimensão máxima de 12 mm. O agregado fino utilizado foi a areia do rio. Foram ainda utilizados, como agregados leves, granulados de cortiça natural e de cortiça expandida com diferentes granulometrias, provenientes da indústria corticeira.

Para todos os agregados foram caracterizadas as respectivas granulometrias.

A Figura 3.1 ilustra as curvas granulométricas da areia e da brita (designada comercialmente por (“Brita 4/8”) utilizadas, determinada de acordo com a NP 933-1 [68].

As Figuras 3.2 e 3.3 ilustram, respectivamente, as curvas granulométricas dos granulados de cortiça natural (GCN) e dos granulados de cortiça expandida (GCE), utilizados neste trabalho, determinados de acordo com a NP 115 [69], específica para cortiças. Os granulados de cortiça natural e os granulados de cortiça expandida possuíam a designação comercial de GCN 05/1, GCN 1/2, GCN 4/5, GCE 05/1, GCE 1/2, GCE 3/5 e GCE 5/10, respectivamente.

A principal diferença entre a norma NP EN 933-1 e a norma NP 115 reside na determinação da dimensão amostra para ensaio. Para os agregados convencionais a dimensão da amostra é definida em função da dimensão máxima do agregado,

enquanto para os granulados de cortiça a dimensão da amostra é definida em função da sua massa volúmica.

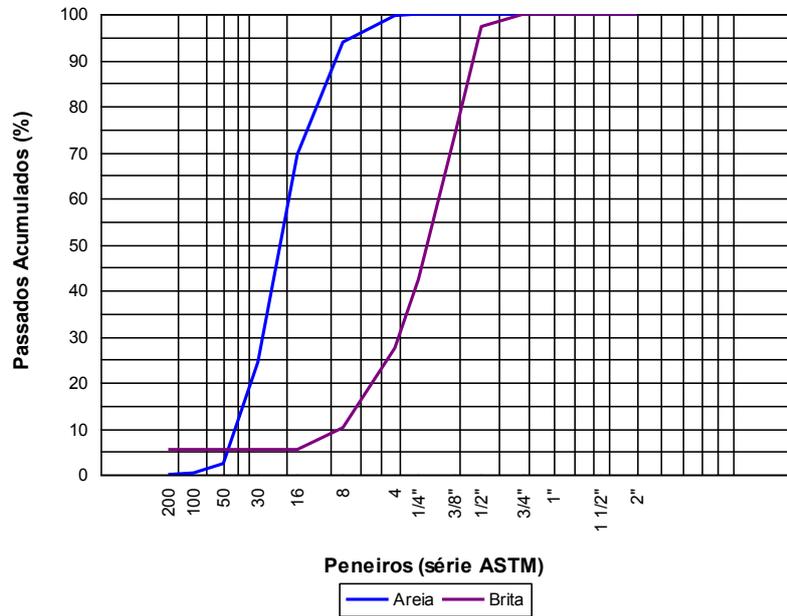


Figura 3.1 – Curva granulométrica dos agregados convencionais (areia e brita) utilizados.

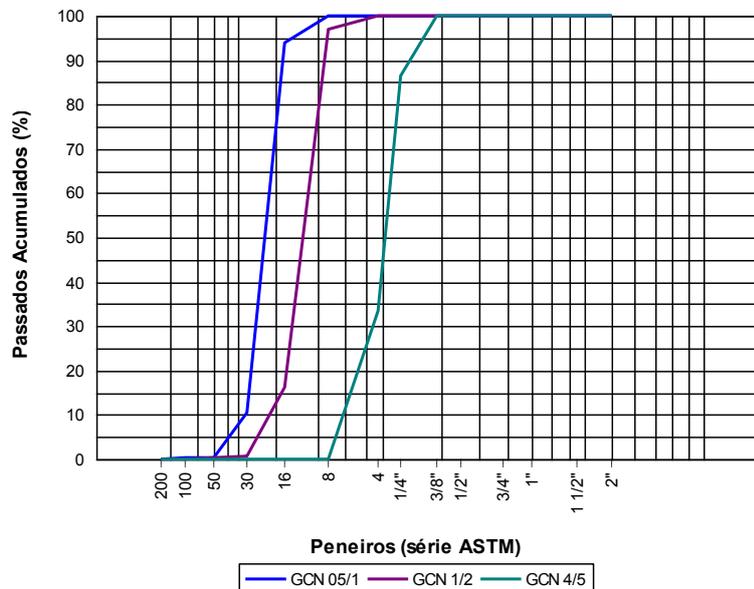


Figura 3.2 – Curva granulométrica dos granulados de cortiça natural (GCN) utilizados.

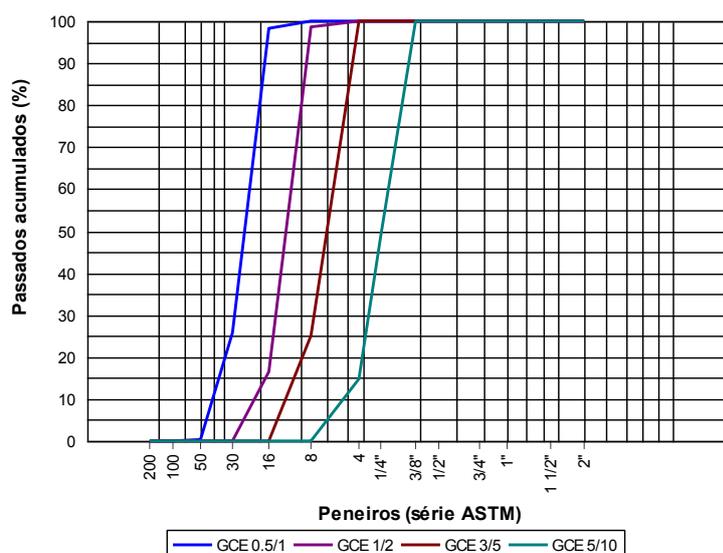


Figura 3.3 - Curva granulométrica dos granulados de cortiça expandida (GCE) utilizados.

Nas várias séries de betões testaram-se diferentes percentagens de substituição dos agregados correntes (brita e areia). Em cada mistura, um determinado volume de um dos agregados da mistura de referência foi substituído por um volume equivalente de granulado de cortiça, com uma distribuição granulométrica semelhante.

A distribuição granulométrica dos agregados manteve-se constante ao longo do trabalho, sendo controlada através do seu módulo de finura, segundo a expressão 3.2.

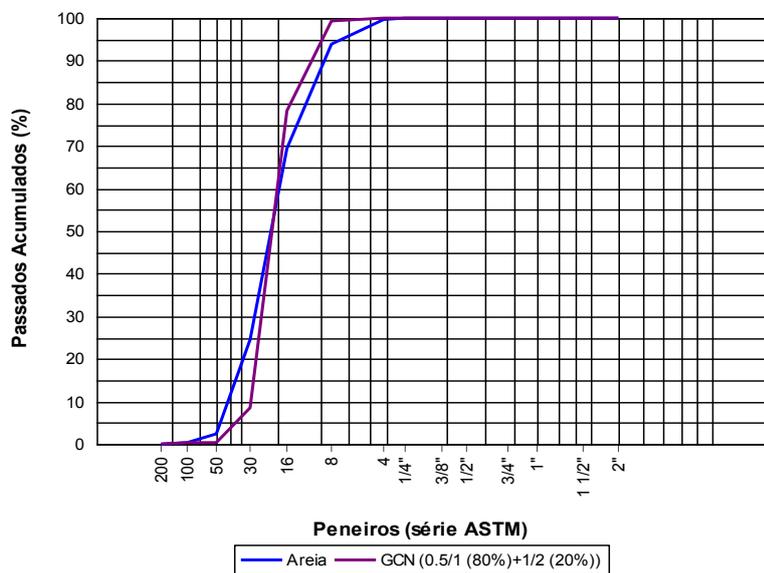
$$MF = \frac{\sum_{i=1}^n (100 - p_i)}{100} \quad (3.2)$$

onde p_i representa a percentagem de partículas com dimensões inferiores à abertura do peneiro i .

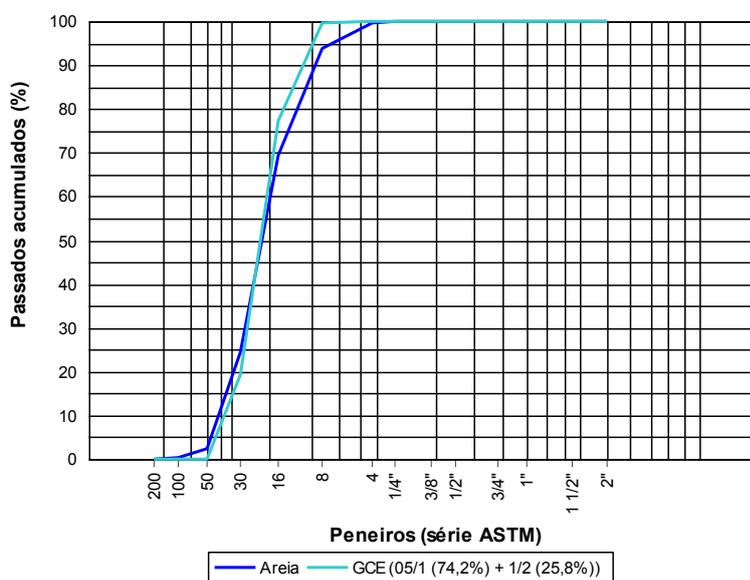
Os módulos de finura para a areia e brita eram de 3,10 e 5,67 respectivamente. As misturas de grânulos de cortiça utilizadas na substituição destes agregados exibiam o mesmo módulo de finura do material que substituíam.

A Figura 3.4 ilustra os resultados da distribuição granulométrica da areia e das distribuições granulométricas das correspondentes misturas de GCN e GCE, respectivamente, utilizadas em substituição da areia. Pode verificar-se uma boa

aproximação entre a distribuição das dimensões das partículas para cada agregado e a correspondente mistura de cortiça.



a)

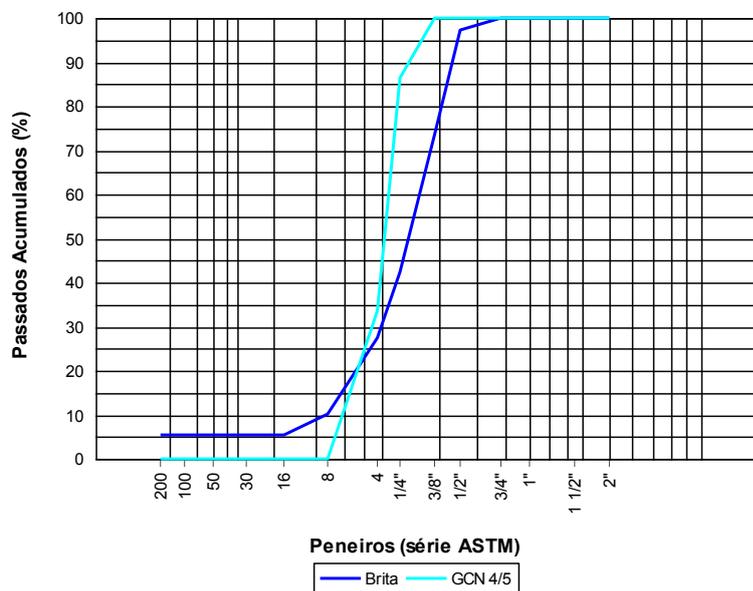


b)

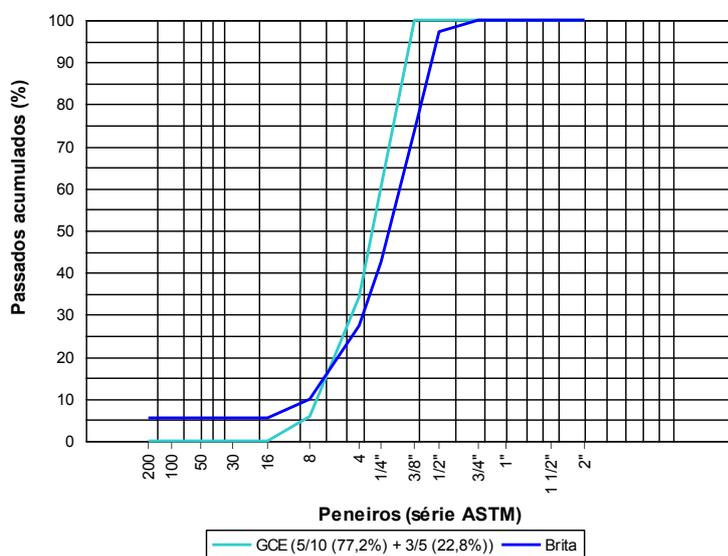
Figura 3.4 - Curvas granulométricas da Areia e correspondentes misturas de cortiça: a) GCN; b) GCE.

A Figura 3.5 mostra os resultados da distribuição granulométrica da brita, da distribuição granulométrica do GCN (4/5) e da distribuição granulométrica da correspondente mistura de GCE, utilizadas em substituição da brita. Pode verificar-se

uma boa aproximação entre a distribuição das dimensões das partículas para cada agregado e a correspondente mistura de cortiça.



a)



b)

Figura 3.5 – Curvas granulométricas da Brita e correspondentes misturas de cortiça: a) GCN (4/5); b) GCE.

A Tabela 3.1 mostra as massas volúmicas determinadas para os agregados convencionais [70] e para os grânulos de cortiça utilizados. Estas últimas foram

obtidas de acordo com a NP 606 [71]. Pode verificar-se que a cortiça apresenta uma massa volúmica muito inferior à do material que substitui.

Tabela 3.1 – Massa volúmica dos agregados e dos grânulos de cortiça.

Agregado	Areia	Brita	GCN 4/5	GCN 05/1	GCN 1/2	GCE 5/10	GCE 3/5	GCE 05/1	GCE 1/2
Massa volúmica (kg/m³)	2570	2670	70	86	88	68	248	363	249

3.3.2. COMPOSIÇÃO DOS BETÕES

O estudo da composição de um betão pode ser realizado com base em diferentes métodos. Os mais usuais são os métodos das curvas de referência de Bolomey, Faury e Joisel, sendo o método de Faury o mais usado no caso dos betões correntes. Este foi igualmente o método adoptado no presente trabalho.

Estabeleceu-se a composição de um betão de referência de agregados calcários (sem cortiça), com características semelhantes às dos betões correntemente utilizados na construção. Na Tabela 3.2 apresenta-se a composição volumétrica desse betão, usado como betão de referência (BR).

Tabela 3.2 – Composição volumétrica do betão de referência (BR).

Componente	Dosagem/m ³
Areia	498 kg
Brita	1413 kg
Cimento	300 kg
Água	180 l

A partir da composição do BR, foram estudadas outras séries de betões em que se substituiu, no betão de referência, parte da areia, da brita ou dos dois agregados simultaneamente, por granulado de cortiça natural (GCN), ou granulado de cortiça expandida (GCE).

Foram utilizados lotes de cortiça representando diferentes fracções granulométricas. A quantidade de cada fracção granulométrica de cortiça utilizada foi calculada de modo a ser possível reproduzir a curva granulométrica do agregado que se pretende substituir.

A Tabela [3.3] apresenta a composição dos lotes de granulado de cortiça utilizados na substituição da areia e da brita dos betões estudados.

Tabela 3.3 – Composição dos lotes de granulado de cortiça.

Tipo e granulometria do agregado	GCN			GCE			
	05/1	1/2	4/5	05/1	1/2	3/5	5/10
Areia	80%	20%		74,2%	25,8%		
Brita			100%			22,8%	77,2%

Com base no betão BR, produziram-se inicialmente as séries de betões (B1, BE1, B2, BE2, B3 e BE3) em que os agregados correntes foram parcialmente substituídos por agregados leves de cortiça natural (betões B) ou de cortiça expandida (betões BE). Testaram-se substituições de 10%, 20%, 25% e 30% do volume do agregado de referência. Nos provetes da série B3 e BE3, ocorreu a substituição simultânea de 10% dos volumes de areia e brita, por um volume igual de granulados de cortiça.

Nestas séries de betões, manteve-se constante a quantidade de cimento (300 kg/m^3) e a relação $a/c=0,6$.

Nas séries B1 e BE1, efectuou-se a substituição parcial da brita. Nas séries B2 e BE2, ocorreu a substituição parcial da areia. Nas séries B3 e BE3, realizou-se a substituição parcial e simultânea de ambos os agregados.

As tabelas seguintes apresentam a composição dos betões testados.

Nos betões da série B1: B1.1, B1.2 e B1.3 (Tabela 3.4) substituiu-se respectivamente 10%, 20% e 30 % do agregado grosso (brita) por granulado de cortiça natural de granulometria (4/5).

Tabela 3.4 – Composição dos betões da série B1.

Componente (kg/m ³)	B1.1	B1.2	B1.3
Areia	498	498	498
Brita	1271,6	1130,3	989,1
GCN (4/5)	6,90	13,80	20,69
Cimento	300	300	300
Água	180	180	180

Nos betões da série BE1 (Tabela 3.5), substituiu-se 10%, 20% e 30% da brita, por uma mistura de GCE.

Tabela 3.5 – Composição dos betões da série BE1.

Componente (kg/m ³)	BE1.1	BE1.2	BE1.3
Areia	498	498	498
Brita	1271,6	1130,3	989,1
GCE (5/10)	5,16	10,33	15,49
GCE (3/5)	5,58	11,15	16,72
Cimento	300	300	300
Água	180	180	180

Nos betões da série B2 (Tabela 3.6), verificou-se a substituição de 10%, 20%, 30% e 25% da areia, por uma mistura de granulado de GCN.

Tabela 3.6 – Composições dos betões da série B2.

Componente (kg/m ³)	B2.1	B2.2	B2.3	B2.4
Areia	447,9	398,4	348,4	373,3
Brita	1413	1413	1413	1413
GCN (05/1)	2,25	4,50	6,75	5,61
GCN (1/2)	0,58	1,15	1,73	1,43
Cimento	300	300	300	300
Água	180	180	180	180

Nos betões da série BE2 (Tabela 3.7), verificou-se a substituição de 10%, 20% e 30% da areia, por uma mistura de GCE.

Tabela 3.7 – Composições dos betões da série BE2.

Componente (kg/m ³)	BE2.1	BE2.2	BE2.3
Areia	447,9	398,4	348,4
Brita	1413	1413	1413
GCE (05/1)	6,54	13,08	19,62
GCE (1/2)	2,11	4,21	6,32
Cimento	300	300	300
Água	180	180	180

Nos betões da série B3 (Tabela 3.8), verificou-se a substituição simultânea de 10% da brita e 10% da areia. No betão B3.1 por GCN e no betão BE3.1 por GCE.

Tabela 3.8 - Composição dos betões da série B3.

Componente (kg/m ³)	B3.1	BE3.1
Areia	447,9	447,9
Brita	1271,6	1271,6
GCN (4/5)	6,90	-
GCN (05/1)	2,25	-
GCN (1/2)	0,58	-
GCE (5/10)	-	5,16
GCE (3/5)	-	5,58
GCE (05/1)	-	6,54
GCE (1/2)	-	2,11
Cimento	300	300
Água	180	180

Para avaliação da influência da quantidade de cimento no comportamento dos betões, foi concebida a série de betões B4. Nesta série de betões, aumentou-se a dosagem de cimento para 380 kg/m³.

Na série B4, o betão de referência BR4 passou a ter a seguinte composição (Tabela 3.9).

Tabela 3.9 - Composição do betão de referência da série B4.

Componente	Dosagem/m ³
Areia	365 kg
Brita	1515 kg
Cimento	380 kg
Água	180 l

Os betões da série B4 (Tabela 3.10) foram obtidos substituindo respectivamente, 10%, 20%, 25% e 30% da areia por uma mistura GCN.

Tabela 3.10 - Composição dos betões da série B4.

Componente (kg/m ³)	B4.1	B4.2	B4.3
Areia	328,5	292,0	273,8
Brita	1515	1515	1515
GCN (05/1)	0,97	1,91	2,43
GCN (1/2)	0,25	0,50	0,62
Cimento	380	380	380
Água	180	180	180

Os betões da série BE4 (Tabela 3.11), obtiveram-se substituindo respectivamente 10%, 20%, 25% e 30% da areia por uma mistura GCE.

Tabela 3.11 – Composição dos betões da série BE4.

Componente (kg/m ³)	BE4.1	BE4.2	BE4.3
Areia	328,5	292,0	273,8
Brita	1515	1515	1515
GCE (05/1)	5,46	10,91	13,64
GCE (1/2)	0,91	1,83	2,29

Para avaliar a influência de um superplastificante no comportamento de betões com cortiça foram efectuados os betões da série B5 (Tabela 3.12).

Nesta série o betão de referência (BR5) tem a mesma composição do BR4, tendo-lhe sido introduzido um superplastificante, Sikament[®] P 1210, na dosagem de 1l/100 kg

de cimento, que permitiu reduzir em 10% a água da amassadura. Estes betões apresentaram uma razão água/cimento de 0,43.

Os betões da série B5 foram obtidos substituindo respectivamente, 10%, 20% e 25% da areia por uma mistura de GCN, considerando ainda a introdução do superplastificante.

Tabela 3.12 – Composição dos betões da série B5.

Componente (kg/m ³)	BR5	B5.1	B5.2	B5.3
Areia	365,0	328,5	292,0	273,8
Brita	1515	1515	1515	1515
GCN (05/1)	-	0,97	1,94	2,43
GCN (1/2)	-	0,25	0,48	0,62
Cimento	380	380	380	380
Água	162	162	162	162
Superplastificante (l/m ³)	3,80	3,80	3,80	3,80

Para avaliar a substituição total de um ou de ambos os agregados correntes por granulados de cortiça, foram realizados os betões da série B6 (Tabela 3.13) e da série BE6 (Tabela 3.14).

As séries B6 e BE6 contêm apenas agregados leves (naturais ou expandidos). No Betão B6 foram substituídos ambos os agregados convencionais (areia e brita) por GCN. No Betão BE6 foram substituídos ambos os agregados por GCE. Nos betões B6A e BE6A foi substituída toda a areia por GCN e GCE respectivamente. Nos betões B6B e BE6B substituiu-se toda a brita, respectivamente, por GCN e GCE.

Tabela 3.13 – Composição dos betões da série B6.

Componente (kg/m ³)	BR6	B6	B6A	B6B
Areia	365	-	-	365
Brita	1515	-	1515	-
GCN (4/5)	-	39,82	-	39,82
GCN (05/1)	-	9,30	9,30	-
GCN (1/2)	-	2,38	2,38	-
Cimento	380	380	380	380
Água	180	180	180	180

Tabela 3.14 – Composição dos betões da série BE6.

Componente (kg/m ³)	BR6	BE6	BE6A	BE6B
Areia	365	-	-	365
Brita	1515	-	1515	-
GCE (5/10)	-	28,94	-	28,94
GCE (3/5)	-	28,75	-	28,75
GCE (0/1)	-	28,79	28,79	-
GCE (1/2)	-	8,50	8,50	-
Cimento	380	380	380	380
Água	180	180	180	180

Para avaliar o efeito de um introdutor de ar no betão, comparativamente ao efeito da cortiça, foram concebidos os betões da série B7. Para esta série o betão de referência é o BR7.

Os betões B7AER e B7.1AER são betões de composição idêntica à do BR7, em que apenas se adicionou um introdutor de ar, Sika-AER 5, na dosagem de 0,2 l e 0,1 l/100 kg de cimento, respectivamente.

O betão BE7.20 é um betão de composição igual à do BR7, no qual 20% da areia foi substituída por uma mistura de GCE. A Tabela 3.15 resume a composição dos betões da série B7.

Tabela 3.15 – Composição dos betões da série B7.

Componente (kg/m ³)	BR7	B7 AER	B7.1 AER	BE7.20
Areia	457,0	457,0	457,0	365,6
Brita	1372	1372	1372	1372
GCE (05/1)	-	-	-	7,37
GCE (1/2)	-	-	-	2,13
Cimento	380	380	380	380
Água	190	190	190	190
Introdutor de ar (l/m³)	-	0,72	0,36	-

No betão de referência da série BR8 introduziram-se outras percentagens de GCE em substituição da areia. Obteve-se, assim, a composição dos betões BE8.25, BE8.30 e

BE8.40, em que se substituíram respectivamente, 25%, 30% e 40% da areia por uma mistura de GCE. Os betões BR8, BAER e BE8.20, apresentam composição idêntica à dos betões da série B7: BR7, B7AER1 e B7.20, respectivamente. A tabela 3.16 resume a composição dos betões da série B8.

Para além das propriedades avaliadas no presente capítulo, os betões da Série B8 foram também submetidos a outro tipo de acções, tendo-se realizado ensaios para avaliação de diferentes propriedades, conforme se descreve nos capítulos 5, 6 e 7 deste trabalho

Tabela 3.16 - Composição dos betões da série B8.

Componente (kg/m ³)	BR8	BAER	BE8.20	BE 8.25	BE 8.30	BE 8.40
Areia	457,0	457,0	365,6	342,7	319,9	274,2
Brita (kg/m ³)	1372	1372	1372	1372	1372	1372
GCE (05/1)	-	-	7,37	9,21	11,05	14,74
GCE (1/2)	-	-	2,13	2,66	3,20	4,26
Cimento	380	380	380	380	380	380
Água	190	190	190	190	190	190
Introdutor de ar (l/m ³)	-	0,36	-	-	-	-

Na Tabela 3.17, resumem-se as composições de todos os betões estudados. Neste Quadro, GCN significa Granulado de Cortiça Natural e GCE significa Granulado de Cortiça Expandida. Os valores entre parêntesis indicam as respectivas granulometrias.

Tabela 3.17 - Quadro resumo da composição dos betões testados.

Betão	Componentes (kg/m ³)											
	Brita	Areia	C*	A*	GCN (4/5)	GCN (05/1)	GCN (1/2)	GCE (5/10)	GCE (3/5)	GCE (05/1)	GCE (1/2)	Ad*
BR	1413,0	498,0	300	180	-	-	-	-	-	-	-	-
B1.1	1271,6	498,0	300	180	6,90	-	-	-	-	-	-	-
B1.2	1130,3	498,0	300	180	13,80	-	-	-	-	-	-	-
B1.3	989,1	498,0	300	180	20,69	-	-	-	-	-	-	-
BE1.1	1271,6	498,0	300	180	-	-	-	5,16	5,58	-	-	-
BE1.2	1130,3	498,0	300	180	-	-	-	10,33	11,15	-	-	-
BE1.3	989,1	498,0	300	180	-	-	-	15,49	16,72	-	-	-
B2.1	1413,0	447,9	300	180	-	2,25	0,58	-	-	-	-	-
B2.2	1413,0	398,4	300	180	-	4,50	1,15	-	-	-	-	-

Betão	Componentes (kg/m ³)											
	Brita	Areia	C*	A*	GCN (4/5)	GCN (05/1)	GCN (1/2)	GCE (5/10)	GCE (3/5)	GCE (05/1)	GCE (1/2)	Ad*
B2.3	1413,0	348,4	300	180	-	6,75	1,73	-	-	-	-	-
B2.4	1413,0	373,3	300	180	-	5,61	1,43	-	-	-	-	-
BE2.1	1413,0	447,9	300	180	-	-	-	-	-	6,54	2,11	-
BE2.2	1413,0	398,4	300	180	-	-	-	-	-	13,08	4,21	-
BE2.3	1413,0	348,4	300	180	-	-	-	-	-	19,62	6,32	-
B3.1	1271,6	447,9	300	180	6,90	2,25	0,58	-	-	-	-	-
BE3.1	1271,6	447,9	300	180	-	-	-	5,16	5,58	6,54	2,11	-
BR4	1515,0	365,0	380	180	-	-	-	-	-	-	-	-
B4.1	1515,0	328,5	380	180	-	0,97	0,25	-	-	-	-	-
B4.2	1515,0	292,0	380	180	-	1,91	0,50	-	-	-	-	-
B4.3	1515,0	273,8	380	180	-	2,43	0,62	-	-	-	-	-
BE4.1	1515,0	328,5	380	180	-	-	-	-	-	5,46	0,91	-
BE4.2	1515,0	292,0	380	180	-	-	-	-	-	10,92	1,83	-
BE4.3	1515,0	273,8	380	180	-	-	-	-	-	13,64	2,29	-
BR5	1515,0	365,0	380	162	-	-	-	-	-	-	-	-
B5.1	1515,0	328,5	380	162	-	0,97	0,25	-	-	-	-	3,80
B5.2	1515,0	292,0	380	162	-	1,94	0,48	-	-	-	-	3,80
B5.3	1515,0	273,5	380	162	-	2,43	0,62	-	-	-	-	3,80
BR6	1515,0	365,0	380	180	-	-	-	-	-	-	-	-
B6	-	-	380	180	39,82	9,30	2,38	-	-	-	-	-
B6A	1515,0	-	380	180	-	9,30	2,38	-	-	-	-	-
B6B	-	365,0	380	180	39,82	-	-	-	-	-	-	-
BE6	-	-	380	180	-	-	-	28,94	28,75	28,79	8,50	-
BE6A	1515,0	-	380	180	-	-	-	-	-	28,79	8,50	-
BE6B	-	365,0	380	180	-	-	-	28,94	28,75	-	-	-
BR7	1372,0	457,0	380	190	-	-	-	-	-	-	-	-
BAER	1372,0	457,0	380	190	-	-	-	-	-	-	-	0,72
BAER1	1372,0	457,0	380	190	-	-	-	-	-	-	-	0,36
BE7.20	1372,0	365,6	380	190	-	-	-	-	-	7,37	2,13	-
BR8	1372,0	457,0	380	190	-	-	-	-	-	-	-	-
BAER	1372,0	457,0	380	190	-	-	-	-	-	-	-	0,36
BE8.20	1372,0	365,6	380	190	-	-	-	-	-	7,37	2,13	-
BE8.25	1372,0	342,8	380	190	-	-	-	-	-	9,21	2,66	-
BE8.30	1372,0	319,9	380	190	-	-	-	-	-	11,05	3,20	-
BE8.40	1372,0	274,3	380	190	-	-	-	-	-	14,74	4,26	-

C*- Cimento; A*- Água; Ad* -Aditivos

3.3.3. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Após a definição da composição dos betões de cada uma das séries foram realizadas as respectivas amassaduras.

A confecção do betão fresco foi realizada recorrendo a uma betoneira eléctrica de eixo vertical, com capacidade máxima de 120 litros. Em todas as amassaduras, os materiais foram introduzidos sequencialmente, iniciando-se pelo agregado mais grosso (brita) seguido do agregado mais fino (areia), dos granulados de cortiça, do cimento e por fim da água. Os constituintes da mistura foram inicialmente misturados a seco durante o tempo suficiente para homogeneizar a mistura. De seguida, adicionou-se a água e misturou-se o tempo suficiente para assegurar a produção de um betão uniforme.

De cada amassadura foram produzidos provetes cúbicos normalizados de dimensão (150×150×150 mm³). Em cada série de betões, o número de provetes fabricado variou em função do número de ensaios pretendido, garantindo-se sempre o mínimo de três provetes para cada condição de ensaio.

O betão foi colocado nos respectivos moldes sendo depois vibrados em mesa vibratória, de modo a libertar o ar preso sem comprometer a homogeneidade da mistura.

Posteriormente à moldagem, os provetes permaneceram 24 horas no laboratório à temperatura ambiente.

Os provetes foram desmoldados 24 horas após a betonagem e colocados em câmara de cura no Laboratório de Construções da FCTUC, programada para garantir a temperatura de ($\cong 20^{\circ}\text{C}$) e humidade relativa ($\cong 95\%$), onde permaneceram até à data de ensaio.

Realizaram-se ensaios de compressão em cubos de acordo com a NP EN 12939-3 [72], para determinação da resistência à compressão dos betões. Os ensaios foram realizados numa prensa Microtest, modelo PEH/600/SCM, série R600/019.

Nas primeiras séries produzidas (BR, B1, BE1, B2, BE2, B3 e BE3) pretendeu-se avaliar a evolução da resistência do betão ao longo do tempo, com a quantidade de cortiça introduzida na mistura. Para esse efeito, foram realizados ensaios aos 7, 14, 21 e 28 dias de idade do betão.

A partir da série B4 e para as restantes séries de betões produzidas (B5, B6, e B7), privilegiou-se a realização de ensaios para as idades de referência de 7 e 28 dias. Face aos parâmetros que se pretendia avaliar e ao número de provetes que seria

necessário fabricar, não se considerou importante, para estas séries, a realização de ensaios de compressão em todas as idades intermédias.

Para os betões da série B8, nesta fase do trabalho, apenas se pretendeu obter a sua resistência à compressão aos 28 dias de idade.

Neste trabalho foram realizados cerca de quatro centenas de ensaios de compressão.

Na Tabela 3.18 apresentam-se os valores médios de resistência à compressão obtidos para os vários betões, resultantes do ensaio de três provetes para cada condição de ensaio. A tabela apresenta ainda a perda de resistência aos 28 dias, comparativamente à resistência para o betão de referência relativo de cada uma das séries ensaiadas.

Tabela 3.18 – Valores médios da resistência à compressão dos betões.

Séries	Resistência média à compressão (MPa)				Redução face ao BR
	7 dias	14dias	21dias	28 dias	(%)
BR	23,40	25,25	25,66	26,14	0,0
B1.1	13,86	15,98	16,68	17,62	32,6
B1.2	9,30	11,44	12,18	12,55	52,0
B1.3	5,95	6,77	6,51	6,56	74,9
BE1.1	12,17	13,51	14,33	15,16	42,0
BE1.2	11,03	11,86	12,08	13,24	49,3
BE1.3	8,68	9,83	10,26	10,05	61,6
B2.1	16,68	17,79	18,38	19,21	26,5
B2.2	16,05	17,13	17,78	18,32	29,9
B2.3	10,11	11,09	12,02	12,33	52,8
B2.4	17,21	18,60	19,26	19,15	26,7
BE2.1	14,88	16,93	18,32	18,28	30,1
BE2.2	14,39	16,21	16,92	17,65	32,5
BE2.3	11,31	12,81	13,69	14,11	46,0
B3.1	13,62	14,99	15,96	16,54	36,7
BE3.1	13,53	14,73	15,78	16,61	36,5
B4.1	22,87	24,02	-	25,06	25,4
B4.2	12,04	13,02	-	13,35	60,2
B4.3	6,45	7,92	-	10,26	69,4
BE4.1	16,99	-	-	20,19	39,9
BE4.2	21,90	-	-	25,75	17,4

Séries	Resistência média à compressão (MPa)				Redução face ao BR
	7 dias	14dias	21dias	28 dias	(%)
BE4.3	15,56	-	-	19,29	42,6
B5R	37,63	38,28	-	40,12	0,0
B5.1	16,08	17,23	-	18,39	54,2
B5.2	8,28	8,74	-	9,43	76,5
B5.3	8,38	8,77	-	9,48	76,4
BR6	31,00	34,5	-	36,8	0,0
B6	2,22	-	-	2,43	93,4
B6A	6,59	-	-	9,86	73,2
B6B	3,01	-	-	3,52	90,4
BE6	2,24	-	-	2,39	93,5
BE6A	9,21	-	-	10,73	70,8
BE6B	2,51	-	-	2,97	91,9
BR7	-	-	-	32,08	0,0
BAER	12,73	13,73	14,34	14,58	55,6
BAER1	22,57	-	-	26,73	16,7
BE7.20	-	-	-	24,40	23,9
BR8	-	-	-	36,08	0,0
BAER	-	-	-	28,98	19,7
BE8.20	-	-	-	32,32	10,4
BE8.25	-	-	-	31,00	14,1
BE8.30	-	-	-	30,06	15,2
BE8.40	-	-	-	27,96	22,5

Para além da obtenção das propriedades anteriormente referidas, betões com composição igual aos da série B8, foram testados para avaliação de vários parâmetros de durabilidade. Foi avaliado o comportamento desta série de betões face às acções de gelo-degelo, de temperaturas elevadas e da penetração de cloretos por difusão. Os trabalhos desenvolvidos e respectivas conclusões estão descritos, respectivamente, nos Capítulos 5, 6 e 7 desta dissertação.

3.3.4. DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA E DA ABSORÇÃO DE ÁGUA

Foi determinada a massa volúmica dos betões, de acordo com a NP EN 12390-7 [73], para todas as séries de betões estudadas.

A massa volúmica dos betões foi determinada, com os provetes na condição de saturados, de acordo com o procedimento que se descreve. Para a saturação, cada provete foi mergulhado em água a $(20 \pm 2) ^\circ\text{C}$ até que a variação de massa fosse inferior a 0,2%.

Para determinação do volume do provete foi utilizado o método de referência, pela deslocação de água.

Para determinação da massa do provete na água, o tanque de água foi levantado até que o estribo (ver Figura 3.6), sem o provete, estivesse imerso, mas sem tocar no fundo do tanque, registando-se a massa aparente do estribo (m_{st}) em quilogramas. Após colocação do provete no estribo, levanta-se o tanque de água, até o provete estar submerso e o nível de água ser igual ao que era sem o provete. Regista-se a massa aparente do provete imerso e do estribo ($m_{st} + m_w$), em quilogramas. Retira-se depois o provete do estribo e remove-se a água remanescente da superfície. Coloca-se o provete na balança e regista-se a massa do provete ao ar (m_a), em quilogramas.

A Figura 3.6 a) representa a disposição típica do estribo para determinação do volume dos provetes através da deslocação de água, em que o estribo é suspenso do interior do mecanismo da balança [73] e a Figura 3.6 b) ilustra o equipamento com que se realizaram os ensaios.

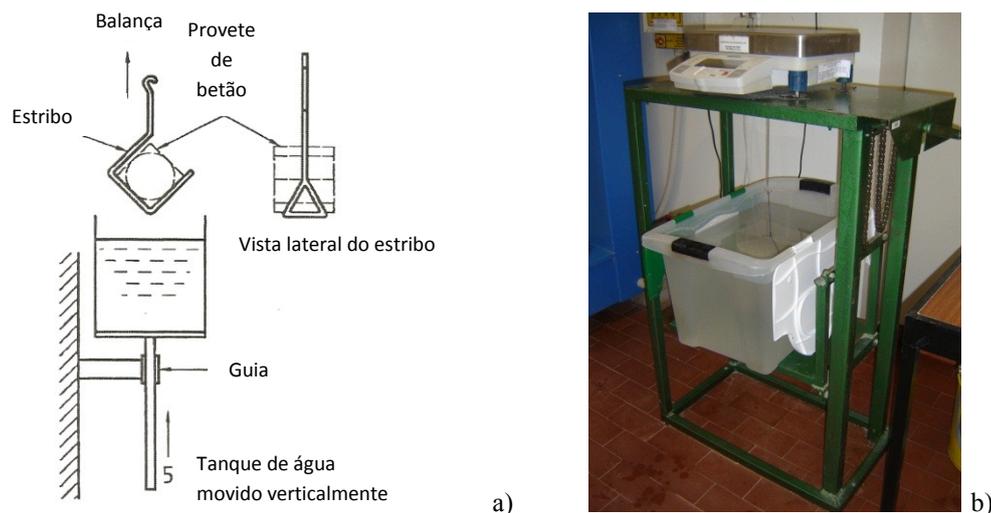


Figura 3. 6: a) Disposição típica do estribo para determinação do volume dos provetes através da deslocação de água[73]; b) Equipamento utilizado para a realização dos ensaios.

O volume do provete foi então determinado recorrendo à expressão (3.3), onde V é o volume em m^3 e ρ_w é a massa volúmica da água, a 20°C, tomada como 998 kg/m^3 .

$$V = \frac{m_a - [(m_{st} + m_w) - m_{st}]}{\rho_w} \quad (3.3)$$

A Tabela 3.19, resume a massa volúmica determinada para as misturas de betão produzidas.

Tabela 3.19 – Massa volúmica média dos betões ensaiados.

Betão	Massa Volúmica (kg/m ³)	Betão	Massa Volúmica (kg/m ³)
BR	2450	BE4.2	2310
B1.1	2090	BE4.3	2270
B1.2	1970	B5R	2418
B1.3	1730	B5.1	2258
BE1.1	2090	B5.2	1864
BE1.2	1930	B5.3	1825
BE1.3	1800	BR6	2428
B2.1	2230	B6	893
B2.2	2120	B6A	1991
B2.3	2140	B6B	1265
B2.4	2140	BE6	726
BE2.1	2200	BE6A	1947
BE2.2	2120	BE6B	1037
BE2.3	2020	BR7	2426
B3.1	2060	B7AER	2323
BE3.1	2090	B7AER1	2104
B4R	2430	BE8.20	2349
B4.1	2230	BE8.25	2332
B4.2	2160	BE8.30	2287
B4.3	1970	BE8.40	2199
BE4.1	2320		

Para determinação da absorção de água dos betões foi necessário proceder à determinação da massa do provete seco. Para esse efeito procedeu-se à secagem do provete numa estufa ventilada a $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$, até se verificar uma variação de massa inferior a 0,2%. A estufa ventilada utilizada é da marca Proeti e promove aquecimento até aos 200°C . Regista-se o valor da massa seca em estufa (m_0), em quilogramas. A absorção de água (%), foi determinada recorrendo à expressão (3.4).

$$\text{Absorção}(\%) = \frac{(m_a - m_0)}{m_0} \times 100 \quad (3.4)$$

A Tabela 3.20 resume o valor médio da absorção de água determinada para os betões das séries que se consideraram determinantes para este estudo (B1, B2, B3, B4, B5 e B8).

Tabela 3.20 – Absorção de água média dos betões ensaiados.

Betão	Absorção de água (%)	Betão	Absorção de água (%)
BR	5,1	B3.1	6,7
B1.1	6,9	BE3.1	6,3
B1.2	7,2	B4.1	5,8
B1.3	7,7	B4.2	5,1
BE1.1	6,6	B5.1	7,2
BE1.2	7,4	B5.2	7,2
BE1.3	8,0	BAER	4,3
B2.1	5,8	BE7.20	3,4
B2.2	6,7	BE8.25	5,0
B2.3	7,4	BE8.30	5,0
B2.4	6,4	BE8.40	6,5
BE2.1	6,4		
BE2.2	6,7		
BE2.3	7,4		

3.3.6. DISTRIBUIÇÃO DA CORTIÇA NO INTERIOR DO BETÃO

Os granulados de cortiça apresentam grande leveza comparativamente aos outros agregados, pelo que poderiam eventualmente ocorrer problemas de segregação, quando

da vibração do betão. No entanto, efectivamente, esta ocorrência não se observou em todas as amassaduras realizadas. Este aspecto foi referido por Aziz [61] nos seus trabalhos, nos quais também não se verificou a segregação dos granulados de cortiça.

Também se verificou uma boa compatibilidade e interacção entre a pasta de cimento e os grânulos de cortiça. A boa compatibilidade e interacção entre grânulos de cortiça e uma matriz de gesso foram denotadas por Hernández-Olivares [62] no estudo de materiais compósitos de cortiça-gesso. Karade [63] verificou também a melhor compatibilidade da cortiça com o cimento, comparativamente a outros materiais lenhosos.

Procurou-se verificar se os grânulos de cortiça estavam distribuídos de forma homogénea no interior do betão. Para esse efeito, foram cortados ao meio, vários provetes cúbicos, tendo sido analisada a distribuição da cortiça nos planos de corte. A Figura 3.7 exemplifica a distribuição dos grânulos de cortiça natural (série B1.1) e expandida (série BE1.3). Este procedimento permitiu constatar a existência de uma boa dispersão da cortiça em todas as séries analisadas.

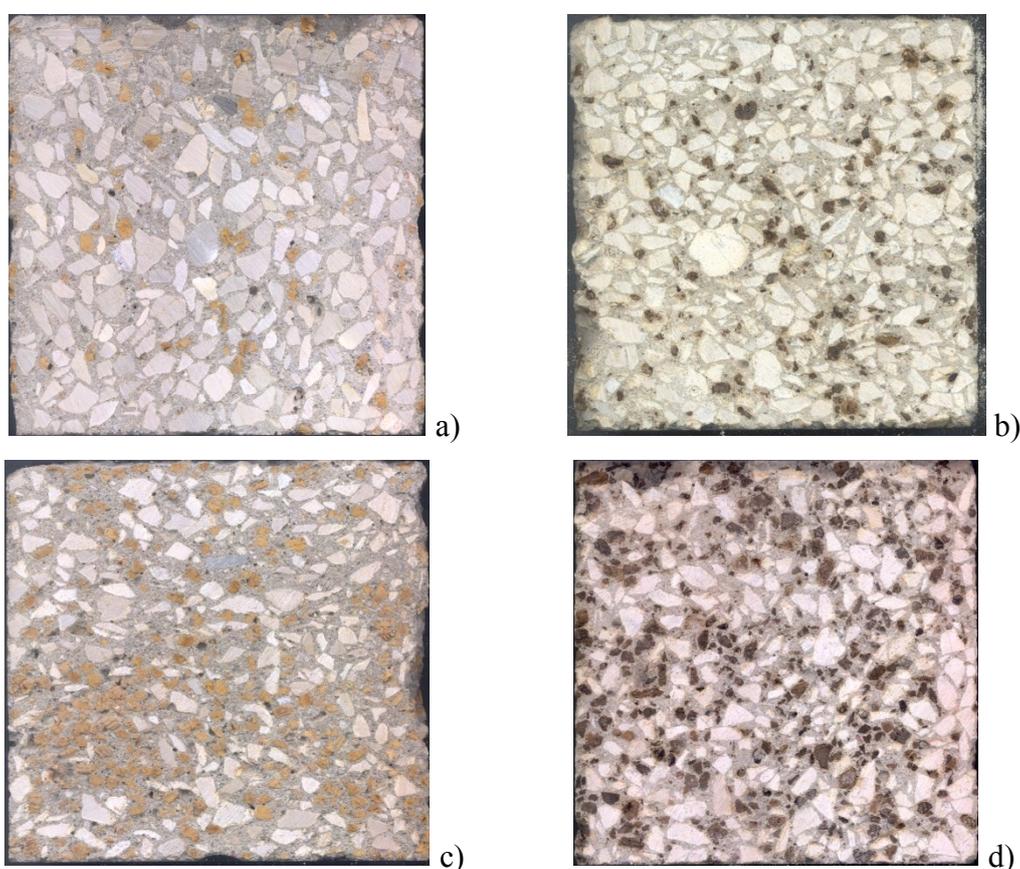


Figura 3.7 – Dispersão dos grânulos de cortiça no interior do betão: a) betão B1.1; b) betão BE1.1; c) betão B1.3; d) betão BE1.3.

3.4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Face à especificidade da composição dos betões das várias séries e das variáveis que, em cada uma delas, se pretendeu estudar, optou-se por fazer separadamente a análise e discussão dos resultados, no que se refere à variação da resistência do betão.

3.4.1. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A Figura 3.8 ilustra a variação da resistência à compressão, comparativamente ao betão de referência (BR), dos betões da série B1 e da série B2, nos quais se substituíram, respectivamente, 10%, 20% e 30% da brita e da areia, por GCN.

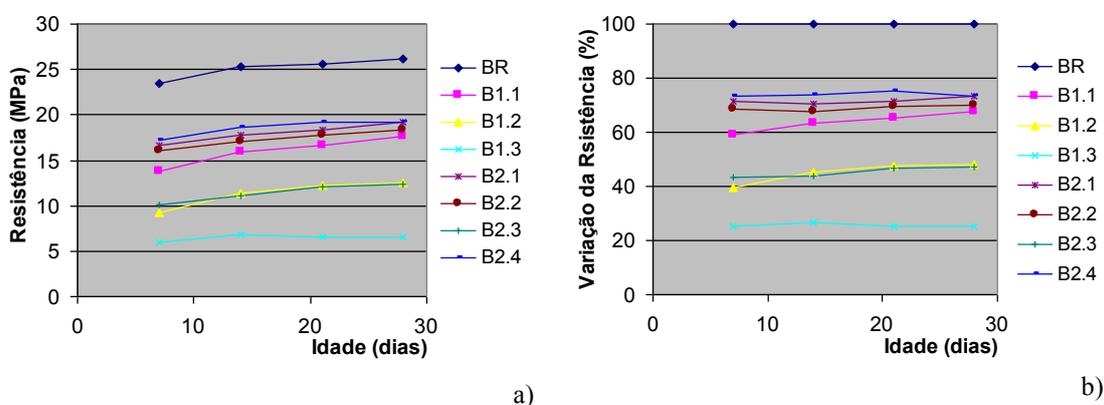


Figura 3.8 – Variação da resistência à compressão dos betões B1 e B2 (com GCN): a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR.

A Figura 3.9 ilustra a variação da resistência à compressão, comparativamente ao betão de referência (BR), dos betões da série B1 e da Série B2, nos quais se substituíram, respectivamente, 10%, 20% e 30% da brita e da areia, por GCE.

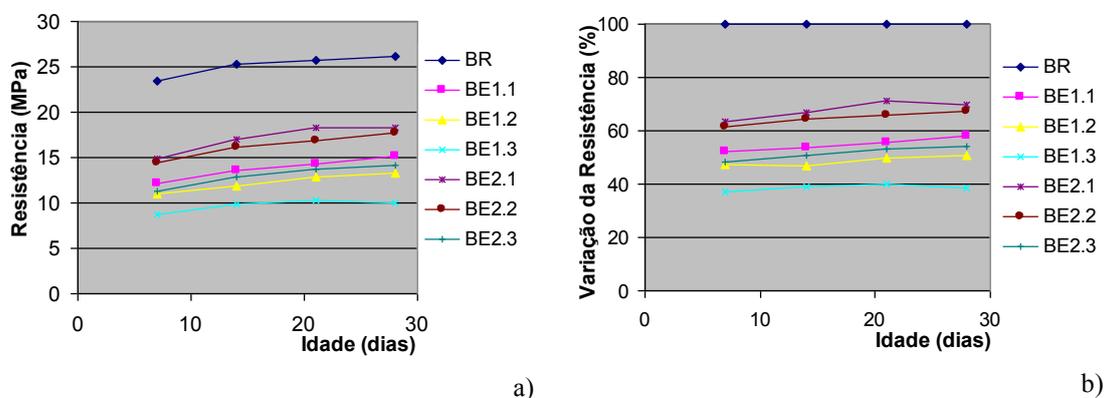


Figura 3.9 – Variação da resistência à compressão dos betões B1 e B2 (com GCE): a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR.

Da análise dos resultados obtidos pode verificar-se que os betões B1, em que substituiu parte da brita pelo granulado registam uma perda de resistência à compressão superior à dos betões B2, em que se substituiu parte da areia.

Nos betões B1 a perda de resistência foi mais significativa e aumentou gradualmente com a percentagem de cortiça. A introdução de granulado de cortiça em substituição de 10, 20 e 30% da brita resulta numa perda de resistência de respectivamente 32,6%, 52,0% e 74,9%.

Nos betões B2 a perda de resistência foi menor e não teve uma variação uniforme à medida que se aumentou a dosagem de cortiça. Nestes betões a introdução de granulado de cortiça em substituição de 10, 20 e 30% da areia resulta numa perda de resistência de respectivamente 26,5%, 29,9% e 52,8%.

Verificou-se uma acentuada diminuição da resistência do betão quando se passou da substituição de 20% para 30% de granulado, o levou à realização de uma amassadura (betão B2.4) em que foram substituídos 25% de areia por granulado. Nesta situação o betão perdeu 26,7% da resistência comparativamente ao betão de referência.

Nos betões BE1 e BE2, em que se substituiu parte da brita ou da areia por granulado de cortiça expandida, a perda de resistência do betão é, na generalidade, maior.

Nestes betões continua a verificar-se que a maior perda de resistência ocorre quando se substitui a brita por granulado de cortiça expandida.

Nos betões BE1 a perda de resistência foi mais significativa e não foi uniforme à medida que se aumentou a percentagem de granulado. Introduzindo 10, 20 e 30% de granulado de cortiça expandida os betões perdem respectivamente 42,0%, 49,3% e 61,6% da resistência inicial.

Nos betões BE2 a perda de resistência foi menor. A introdução de 10, 20 e 30% de granulado de cortiça expandida conduz, respectivamente, às seguintes perdas de resistência 30,1%, 32,5% e 46,0%.

Continua a verificar-se uma diminuição acentuada na resistência à compressão do betão quando se substitui mais de 20% da areia por GCE.

Na Série B3, procedeu-se à substituição simultânea de 10% do volume da brita e 10% do volume da areia por GCN (betão B3.1) e por GCE (betão BE3.1). Na Figura 3.10

pode constatar-se que os resultados obtidos foram idênticos tanto para os betões que incorporaram GCN, como para os betões com GCE.

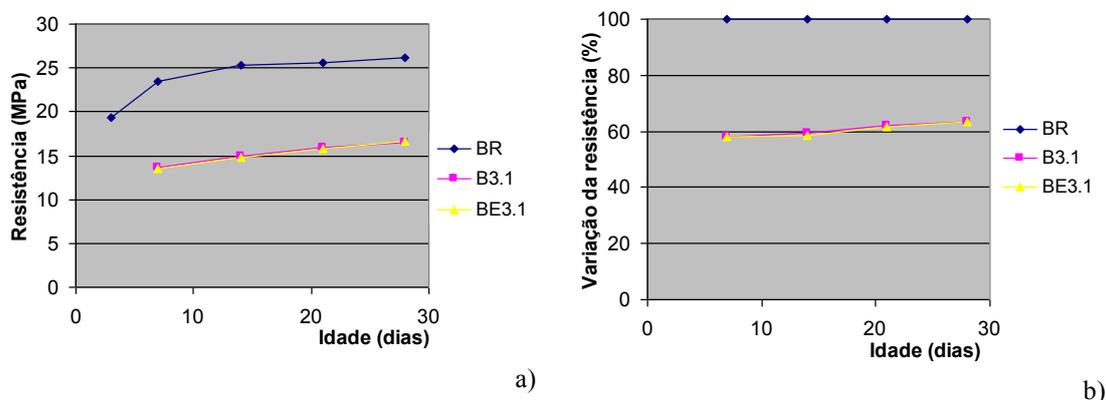


Figura 3.10 – Variação da resistência à compressão dos betões da série B3: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR.

Com a substituição simultânea de 10% do volume de brita e de areia os betões perderam aproximadamente 36,5% da sua resistência face ao betão de referência.

Para esta simultaneidade e percentagem de substituição o tipo de granulado (natural ou expandido) não parece influenciar perda de resistência dos betões.

Na Série B4, para avaliar influência da quantidade de cimento na resistência dos betões com cortiça, aumentou-se a quantidade de cimento para 380 kg/m³, ajustando-se a composição do betão de referência BR4. Realizaram-se os betões B4 e BE4 em que se substituíram 10, 20 e 25 % do volume de areia por GCN e por GCE respectivamente. A Figura 3.11 ilustra os resultados obtidos para a resistência média à compressão desses betões.

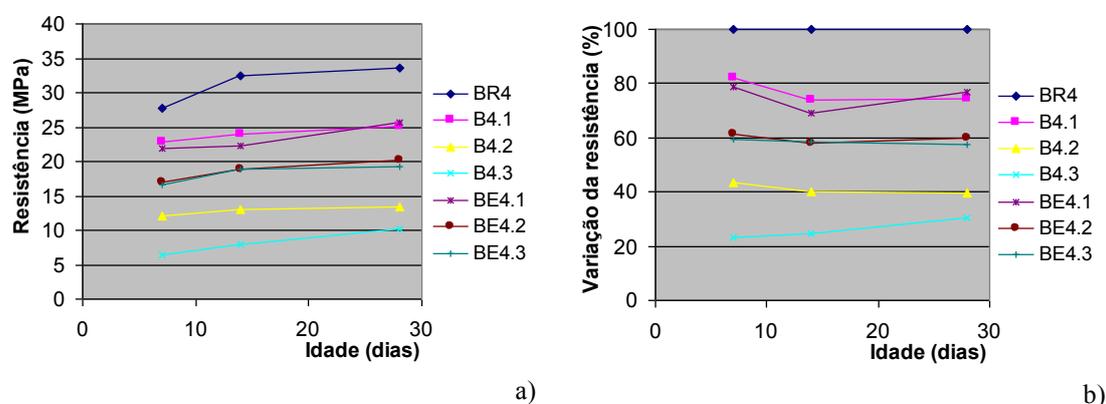


Figura 3.11 – Variação da resistência à compressão dos betões da série B4: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR4.

Como seria de esperar, a resistência à compressão do betão BR4, obtida aos 28 dias é superior à do betão de referência anterior (BR).

Continuou a verificar-se uma perda de resistência com o aumento da percentagem de cortiça introduzida nas misturas. Nos betões com GCN, a perda de resistência foi superior à dos betões com GCE.

Os betões com cortiça natural registaram, comparativamente ao betão de referência, uma percentagem de 57,2%, 39,1% e 34,2%, da resistência inicial, quando se substituiu respectivamente 10, 20, 25 % da areia por GCN. Para todos os volumes de cortiça introduzidos, os betões com GCE apresentaram valores da resistência superiores a 57 % da resistência do betão de referência.

Na Série B5, pretendeu-se avaliar o efeito da introdução de um superplastificante nos betões contendo GCN. A Figura 3.12 ilustra os resultados obtidos.

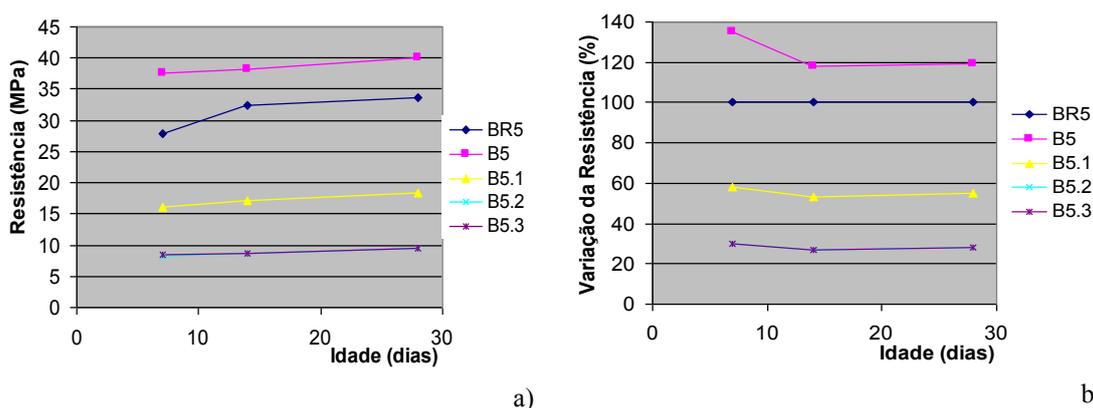


Figura 3.12 – Variação da resistência à compressão dos betões da série B5: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR5.

Como seria expectável, a resistência à compressão do betão sem cortiça (BR5) aumentou com a introdução do superplastificante. Neste caso verificou-se um aumento de 19,5% na resistência à compressão obtida aos 28 dias.

Nos betões com cortiça, a introdução do superplastificante conduziu a perdas de resistência superiores. Para substituições de 10% da areia registaram-se resistências de 54,8% da resistência inicial do BR5. A resistência do betão quando se substituiu 20% e 25% da areia foi idêntica, respectivamente 28,1% e 28,2% da inicial.

Pelos resultados obtidos constatou-se não ser benéfica a introdução de superplastificante neste tipo de betões.

Nos betões da série B6, um ou ambos os agregados foram substituídos por granulado de cortiça. Verificou-se que, quer a substituição total dos agregados por GCN, quer por GCE, conduziu a betões com resistências muito baixas, da ordem dos 2,5 MPa. Houve cerca de 93,5% de perda de resistência relativamente ao betão de referência BR6 (ver Figura 3.13). Com a substituição da areia por CGE obtiveram-se melhores resultados que os obtidos por idêntica substituição por GCN, respectivamente 26,8% e 29,2% da resistência inicial. Com a substituição da brita por CGN o betão apresentou apenas 10% de resistência do BR6, e 8% quando a substituição foi feita por GCE.

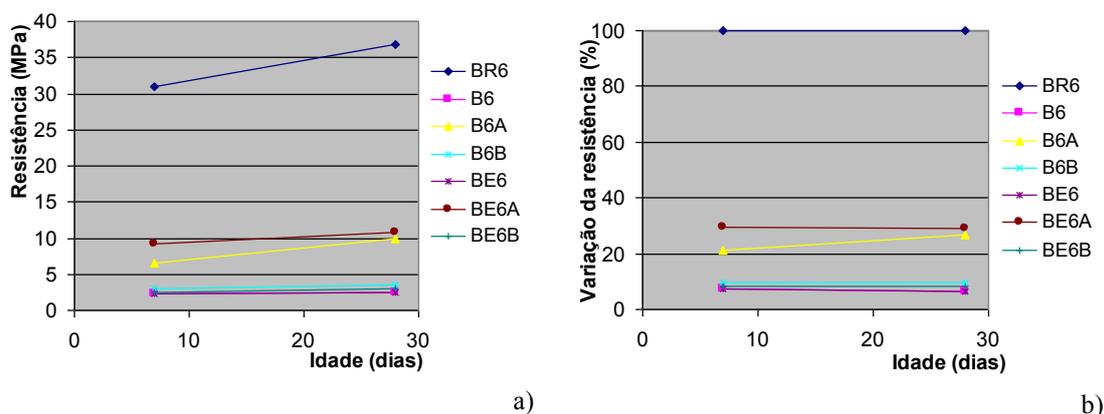


Figura 3.13 – Variação da resistência à compressão dos betões da série B6: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR6.

Na série B7 pretendeu-se comparar o efeito do introdutor de ar, relativamente à introdução de 20% de cortiça, na composição do betão. A Figura 3.14 ilustra a variação da resistência dos betões da série B7.

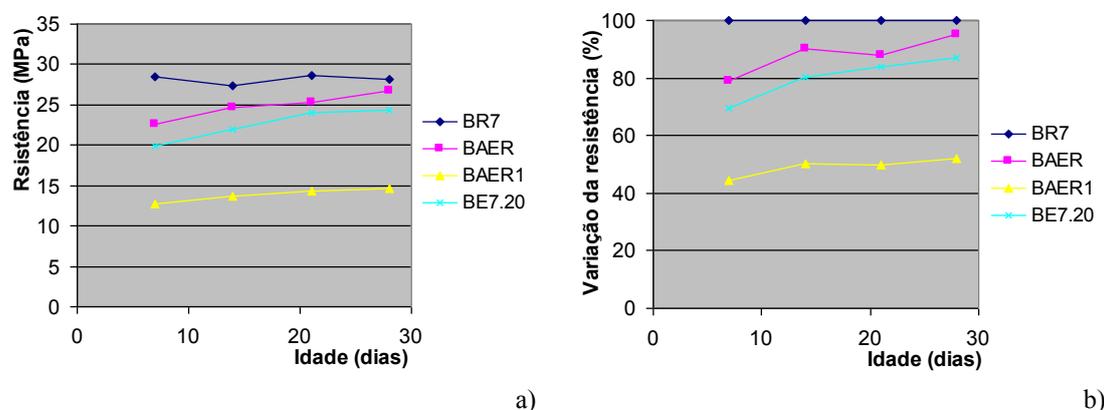


Figura 3.14 – Variação da resistência à compressão dos betões da série B7: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR7.

Verifica-se que o aumento da dosagem do introdutor de ar faz diminuir a resistência à compressão do betão comparativamente à do betão de referência BR7. Aos 28 dias o betão BAER1, com uma dosagem de $0,1 \text{ l/m}^3$, apresentou uma de resistência de 76,1% da resistência do betão de referência. Para uma dosagem de $0,2 \text{ l/m}^3$ a resistência do betão BAER2 foi de apenas 45,4%.

O betão BE7.20 teve resistência de valor superior ao betão com maior dosagem de introdutor de ar e valores muito próximos dos do betão BAER1 em que se introduziu uma dosagem de $0,1 \text{ l/m}^3$ de introdutor de ar.

Na série B8, os betões BR8, BAER e BE8.20 apresentam a mesma composição dos betões BR7, BAER1 e BE7.20 da série anterior.

Os betões BE8.25, BE8.30 e BE8.40 foram obtidos substituindo respectivamente 25%, 30% e 40% da areia do betão de referência por uma mistura GCE.

A Figura 3.15 mostra a variação da resistência à compressão, obtida aos 28 dias, nesta série de betões.

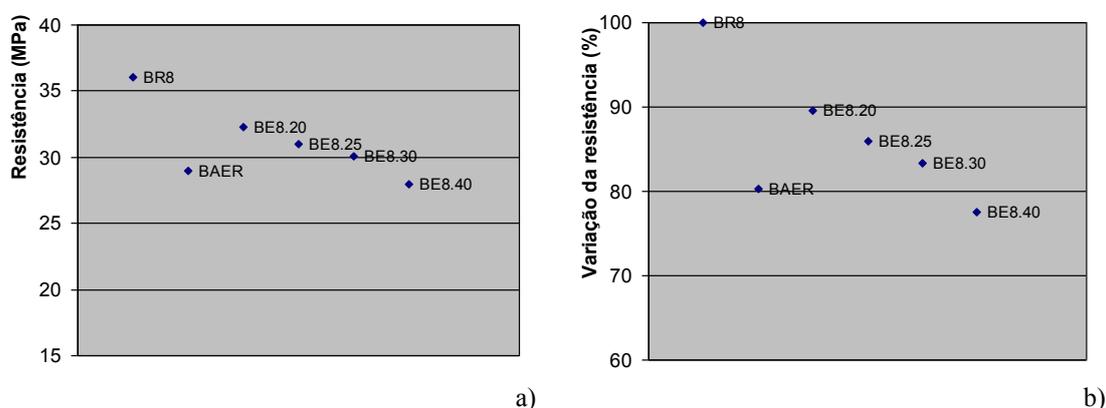


Figura 3.15 – Variação da resistência à compressão, obtida aos 28 dias, dos betões da série B8: a) Valores nominais (MPa); b) Valores percentuais em relação ao BR8.

Continua a verificar-se a diminuição da resistência à compressão, face ao betão de referência, com a percentagem de cortiça introduzida na composição. O betão com introdutor de ar manifesta resistência à compressão inferior à dos betões em que se substituiu até 30% do volume de areia por GCE.

Nos seus trabalhos Lo et al. [9] também verificaram que a resistência de betões com agregados de argila expandida varia com a massa volúmica e granulometria desses agregados. Os betões com agregados de argila expandida de menor granulometria

(5mm) registaram resistências superiores às dos betões em que a granulometria das argilas foi de 15 a 25 mm.

Perry et al. concluíram, relativamente a betões com agregados de poliestireno, que existe uma relação aproximadamente linear entre a resistência do betão e a quantidade de poliestireno introduzida nas misturas. A resistência do betão diminui, com o aumento de volume de poliestireno na mistura.

Em betões com agregados de poliestireno Babu [15] observou que a resistência do betão aumenta à medida que a dimensão dos grânulos de poliestireno diminui. Quando se utilizam granulados de PVC como agregado [23], continua a verificar-se uma diminuição da resistência do betão com a quantidade de granulado introduzido na mistura. Essa redução é mais significativa quanto maior for a dimensão do agregado.

Outros autores [26, 27, 28] que estudaram a variação da resistência mecânica de betões com incorporação de borracha, verificaram que a resistência à compressão também diminui quando se introduz granulados de borracha como agregado. Referiram que a dimensão a quantidade e a textura das partículas de borracha são os principais factores que afectam a resistência destes betões. Verificaram ainda que a diminuição da resistência é maior quando se substitui o agregado grosso por borracha, do que quando se introduz a borracha de menores dimensões em substituição da areia.

A utilização de agregados reciclados também diminui a resistência à compressão do betão, dependendo da percentagem de agregados reciclados utilizada na composição [51, 52].

3.4.2. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA COM A MASSA VOLÚMICA DOS BETÕES

As figuras seguintes apresentam a variação da resistência à compressão dos provetes em função da sua massa volúmica. Os resultados indicam que a resistência média do betão que contém grânulos de cortiça como agregado se encontra relacionada de uma forma próxima com a sua massa volúmica, através de uma relação linear. Quanto maior a massa volúmica maior a resistência à compressão dos betões.

A Figura 3.16 a) ilustra a variação da resistência à compressão com a massa volúmica para os betões das séries B1, B2 e B3 e a Figura 3.16 b) para os betões da série B4.

O coeficiente de correlação, R2 obtido para os betões das séries B1, B2 e B3 é superior ao obtido para a série B4. Um coeficiente de correlação próximo da unidade significa uma maior relação linear entre a variação da resistência com a massa volúmica dos betões.

Os betões da série B4 têm maior quantidade de cimento, verificando-se que nestes betões a variação de resistência com o aumento da massa volúmica é mais acentuada.

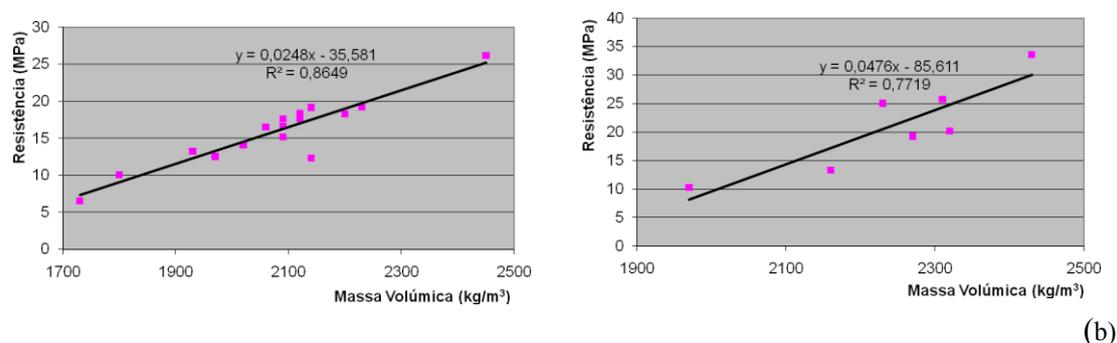


Figura 3.16 – Variação da resistência à compressão com a massa volúmica dos betões: a) Para as séries B1, B2 e B3; b) Para a série B4.

A Figura 3.17 ilustra a variação da resistência à compressão com a massa volúmica dos betões para as séries B5 e B6, respectivamente. A introdução de superplastificante nos betões da série B5, não alterou a relação entre a resistência à compressão e a massa volúmica dos betões que continua a ser praticamente linear. Essa relação é mais evidente nos betões da série B6.

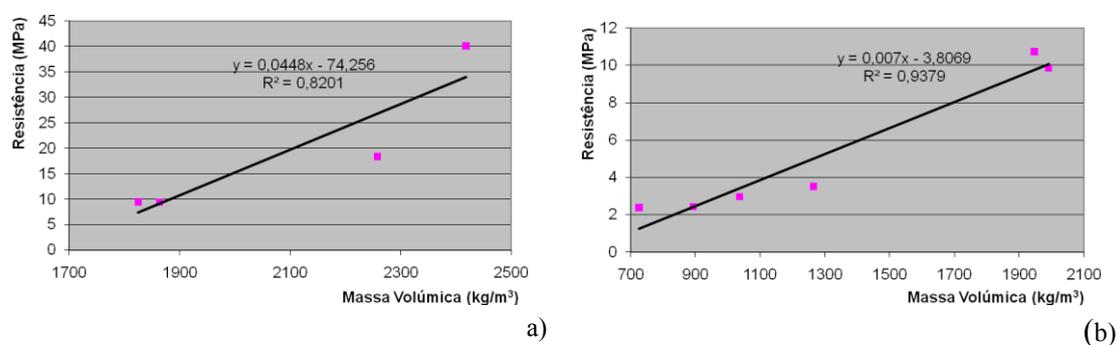


Figura 3.17 – Variação da resistência à compressão com a massa volúmica dos betões: a) Para a série B5; b) Para a série B6.

A Figura 3.18 ilustra os resultados obtidos quando se avaliam simultaneamente todas as séries testadas.

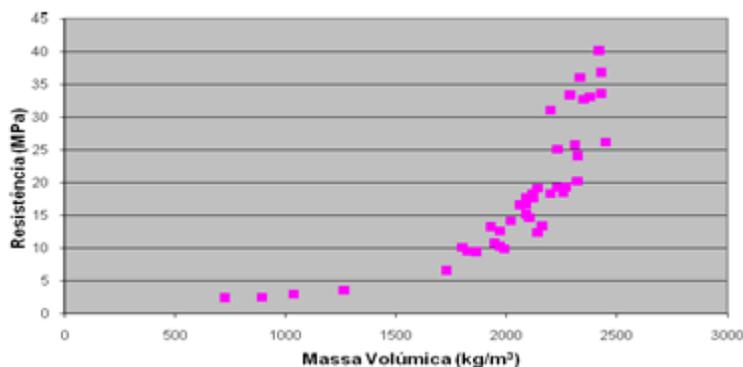


Figura 3.18 – Variação da resistência à compressão com a massa volúmica dos betões para todas as séries testadas.

Da análise da Figura 3.18 verifica-se que para valores da massa volúmica abaixo dos 2000 kg/m^3 a variação da resistência dos betões com a massa volúmica é pouco significativa, isto é, um aumento da massa volúmica não se traduz num aumento expressivo da resistência do betão.

Acima dos 2000 kg/m^3 , observa-se que essa variação é mais evidente, isto é, a uma pequena variação na massa volúmica corresponde a uma variação na resistência mais acentuada. Em betões com resistência à compressão superior, correspondentes aos betões de referência e aos betões com menores percentagens de substituição areia por cortiça, observa-se uma maior dispersão.

Noutros estudos, em que os agregados convencionais do betão foram substituídos por outros tipos de agregados, foram observadas conclusões semelhantes.

Ravindrarajah [12] verificou que a inclusão de poliestireno no betão causa redução na massa volúmica devido ao aumento da porosidade do betão, originando diminuição da resistência à compressão, à tracção e do módulo de elasticidade dos betões. Os resultados indicaram ainda que a resistência à compressão é mais sensível à variação da massa volúmica, comparativamente à resistência à tracção e ao módulo de elasticidade.

Em betões com incorporação de borracha Fattuhi et al. [31] observou que a redução da massa volúmica destes betões depende da quantidade e do tipo de borracha introduzida. Verificaram que betões com borracha de baixa granulometria e betões com borracha

moída com a mesma massa volúmica, tinham resistências à compressão muito similares. Ambos os betões apresentaram resistência à compressão idêntica quando as suas massas volúmicas são inferiores a 2150 kg/m^3 . Acima desta massa volúmica os betões com borracha moída apresentaram maiores valores da resistência à compressão.

Kou et al.[23] verificaram que a introdução de grânulos de PVC no betão reduz significativamente a resistência à compressão do betão. Mostraram que existe uma variação linear entre a massa volúmica e a resistência desses betões.

3.4.3. VARIAÇÃO DA ABSORÇÃO DE ÁGUA COM A MASSA VOLÚMICA DOS BETÕES

A Figura 3.19 ilustra a variação da absorção de água dos betões com a massa volúmica. Os resultados indicam que a absorção de água média do betão que contém grânulos de cortiça como agregado se encontra relacionada de uma forma próxima com a sua massa volúmica, através de uma relação linear negativa. Quanto maior a massa volúmica, menor a absorção de água dos betões, isto é, verifica-se que os betões menos densos apresentam maiores valores de absorção. Os betões menos densos são aqueles em que se substituiu o agregado grosso por granulado de cortiça. Essa relação é mais evidente quando se analisam os betões das séries B1, B2 e B2, comparativamente a todos os betões testados.

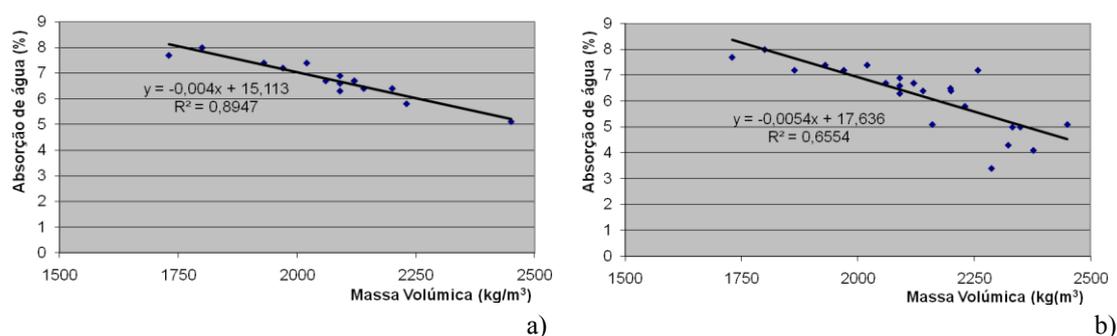


Figura 3.19 – Variação da absorção com a massa volúmica dos betões: a) Para a série B1, B2 e B3; b) Para todas as séries testadas.

Babu et al. constataram valores de absorção para betões com grânulos de poliestireno, que variaram de 3% a 6%, diminuindo com o aumento da percentagem de sílica de fumo.

Para os betões com cortiça ensaiados verificaram-se valores de absorção compreendidos entre os 3,4% e os 8%.

3.4.4. VARIAÇÃO DA ABSORÇÃO COM O VOLUME DE CORTIÇA INTRODUZIDO

A Figura 3.20 mostra a relação entre o volume de água absorvida e o volume de cortiça introduzida na composição dos betões das séries B1, B2 e B3. Verifica-se que existe uma relação aproximadamente linear entre estes volumes. O aumento do volume de cortiça nas misturas aumenta o volume de água absorvido.

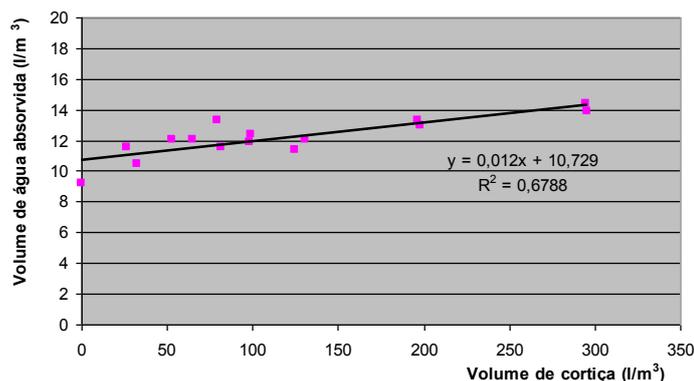


Figura 3.20 – Relação entre o volume de água absorvida e o volume de cortiça introduzida na composição para os betões das séries B1, B2 e B3.

3.4.5. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA COM A QUANTIDADE DE CORTIÇA INTRODUZIDA NA MISTURA

As figuras seguintes ilustram a variação da resistência dos betões, relativamente ao betão de referência da respectiva série, em função da quantidade de cortiça introduzida nas misturas, traduzida pela percentagem de substituição, em volume, de cada um dos agregados.

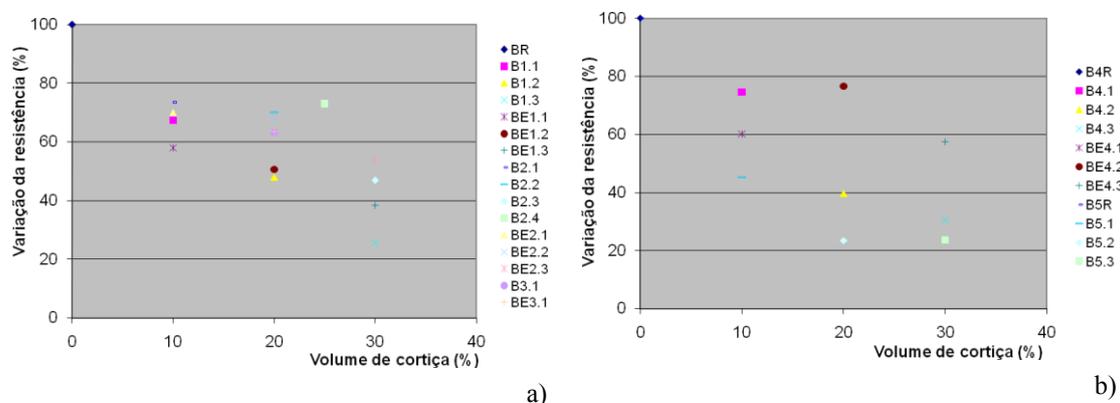


Figura 3.21- Variação da resistência dos betões com o volume de cortiça introduzida: a) Para as séries B1, B2 e B3; b) Para as séries B4 e B5.

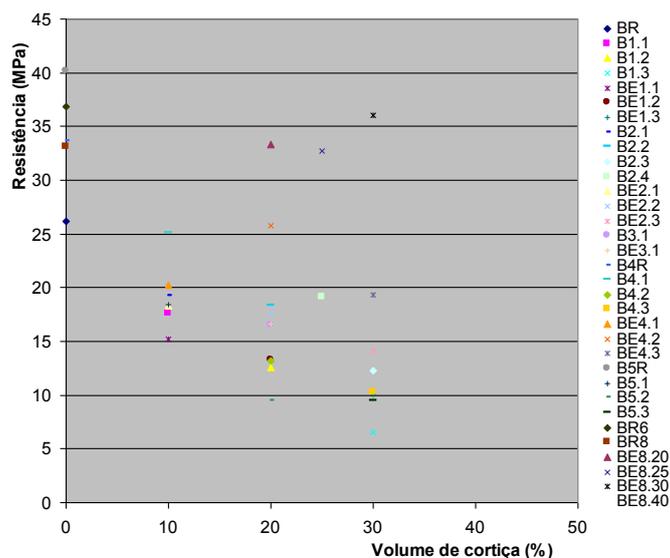


Figura 3.22 – Variação da resistência dos betões com o volume de cortiça introduzida para todas as séries testadas.

Como seria de esperar, registou-se nos betões com maiores percentagens de substituição dos agregados por cortiça, menores valores percentuais de resistência comparativamente ao betão de referência da respectiva série.

3.4.6. VARIAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA COM A QUANTIDADE DE CORTIÇA INTRODUZIDA NA MISTURA

As Figuras 3.23 e 3.24, mostram a variação da massa volúmica dos betões com a percentagem de substituição, em volume, dos agregados convencionais por cortiça. Como seria de esperar à medida que se aumenta a quantidade de cortiça, diminui a massa volúmica dos betões. Para a mesma percentagem de substituição, a variação da massa volúmica é maior nos betões em que se substitui o agregado grosso por granulado de cortiça.

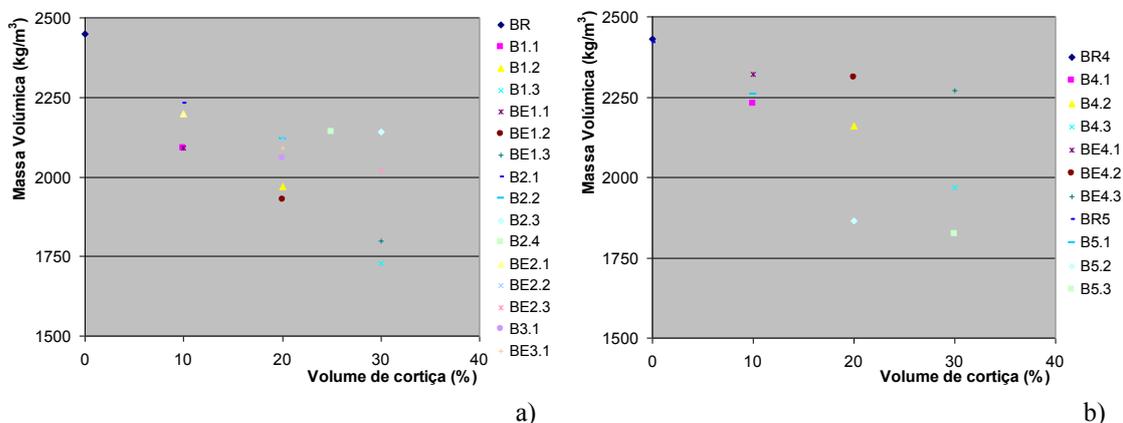


Figura 3.23- Variação massa volúmica dos betões com o volume de cortiça introduzida: a) Para as séries B1, B2 e B3; b) Para as séries B4 e B5.

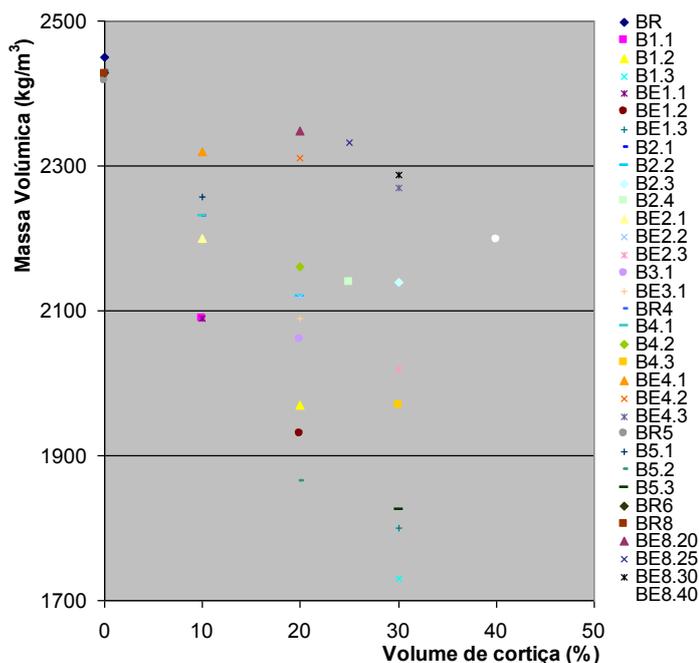


Figura 3.24- Variação massa volúmica dos betões com o volume de cortiça introduzida para todas as séries testadas.

3.5. CONCLUSÕES

O trabalho de investigação descrito no presente capítulo teve como objectivo contribuir para um melhor conhecimento sobre a viabilidade do aproveitamento de granulados de cortiça, subproduto resultante da indústria de corticeira, na produção de betões.

A abordagem do problema privilegiou a realização de trabalho experimental que compreendeu a composição e fabrico de várias séries de betões nas quais foram substituídas diferentes percentagens de cortiça.

Procurou-se avaliar a influência do tipo de cortiça (natural ou expandida), da dimensão dos grânulos e da dosagem de cortiça nas misturas.

Para esse efeito foi estudado o comportamento mecânico (resistência à compressão), a variação da absorção e da massa volúmica dos betões produzidos.

O trabalho realizado permitiu obter as seguintes principais conclusões:

- É possível fabricar betões que incorporem granulados de cortiça como agregado em substituição parcial ou total dos agregados convencionais.

Observa-se uma boa dispersão dos agregados de cortiça nas misturas que os integram assim como boa compatibilidade entre o cimento e a cortiça;

- A dosagem de cortiça é um dos parâmetros que influencia a resistência dos betões com incorporação de granulados de cortiça. Verifica-se que existe uma diminuição da resistência à compressão do betão à medida que se aumenta a percentagem de cortiça na mistura;
- Este estudo não foi absolutamente conclusivo sobre a influência do tipo de granulado (natural ou expandido) na perda de resistência do betão;
- Embora se observe, em alguns betões, que a perda de resistência é maior quando se utiliza granulado de cortiça expandida, comparativamente à utilização de granulado de cortiça natural, por exemplo, quando se substituiu 10% da areia e 10% da brita por granulado de cortiça natural ou de cortiça expandida, obtiveram-se betões com resistência idêntica. Outros resultados obtidos indicam que não existe, em termos de resistência, diferença significativa entre a utilização de granulados de cortiça natural ou expandida quando se procede à substituição integral dos agregados correntes;
- A granulometria dos granulados de cortiça é um parâmetro que influencia substancialmente a resistência mecânica dos betões com incorporação de cortiça. Quanto maior a granulometria do agregado, maior a perda de resistência. Os betões em que se substituiu a brita (agregado grosso) por granulado de cortiça registaram valores da resistência à compressão inferiores aos betões em que se substituiu a areia (agregado fino);
- Mesmo com o aumento da quantidade de cimento, a resistência do betão continua a diminuir com a percentagem de cortiça introduzida. Quando se aumentou a quantidade de cimento, a substituição dos agregados por granulado de cortiça natural conduziu a betões com menor resistência à compressão menor do substituindo esses agregados por cortiça expandida;
- A introdução de um superplastificante nos betões com incorporação de cortiça conduz a maiores perdas de resistência. Essas perdas foram tanto maiores

quanto maior foi a dosagem de cortiça introduzida. Foram ainda maiores nos betões que incorporaram granulado de cortiça natural;

- A substituição simultânea dos agregados convencionais por granulados de cortiça conduz a betões com massa volúmica baixa e com grande redução da resistência à compressão face ao betão de referência;
- A massa volúmica dos betões varia com a quantidade de cortiça introduzida na composição. Quanto se aumenta a percentagem de substituição do agregado corrente, por cortiça, a massa volúmica do betão diminui. Essa diminuição é mais significativa nos betões em que se substitui o agregado grosso (brita) por granulado de cortiça;
- A absorção de água dos betões com cortiça está também relacionada com a quantidade de cortiça introduzida nas misturas. Betões que incorporam maiores quantidades de cortiça registam maiores valores de absorção de água.

Face aos resultados obtidos conclui-se que é viável a utilização de betões com agregados de cortiça para fins estruturais ou outros.

Neste trabalho determinou-se a influência do aumento da quantidade de cimento, da percentagem de substituição dos agregados convencionais por granulados de cortiça, e o efeito da introdução de aditivos nas misturas de betão com cortiça.

Conclui-se que para a obtenção de betões estruturais com incorporação de granulados de cortiça a melhor opção é a substituição parcial do agregado fino (areia) por cortiça. Verificou-se não ser aconselhável a introdução de um superplastificante neste tipo de misturas.

A introdução de granulados de cortiça em substituição do agregado grosso, conduz à obtenção de betões mais leves, embora com menor resistência mecânica mas com outras propriedades.

A composição do tipo de betão, estrutural ou outro, com incorporação de cortiça depende da aplicação que se pretende. Potenciais aplicações de betões com cortiça serão abordadas nos capítulos seguintes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Fortes, M. A., Rosa M. A, Pereira H., (2004) “A Cortiça”, IST Press, Lisboa, 259 pag.
- [2] Toutanjia, H. et al., (2004) “Effect of supplementary cementitious materials on the compressive strength and durability of short-term cured concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, No. 2, pag. 311-319.
- [3] Arnould, M.; Virlogeux, M., (1986) “Granulats et Betons Legers”, Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (ISBN 2-85978-086-6), 515 pag.
- [4] Frank, D.A., (2003) “Lighten your load with low-density aggregates” *MC Magazine Archive Issues*, National Precast Concrete Association, Indiana, US, July/August.
- [5] Pumping of lightweight aggregate concrete based on expanded clay in Europe. (2000) European Union – Brite EuRam III - EuroLightCon Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete, Document BE96-3942/R11, Oslo.
- [6] Silva, B., Coutinho, J., Neves, S., (2004) “Betão leve estrutural usando agregados de argila expandida”, *Encontro Nacional de Betão Estrutural 2004*, FEUP, Porto, Vol.1, pag. 195-202.
- [7] Lourenço, J., Júlio, E., Maranha, P., (2004) “Betões de agregados leves de argila expandida – Guia para a sua utilização”, APEB, Lisboa, 196 pag.
- [8] Zang, M., Li, L., Paramasivam, P., (2005) “Shrinkage of High-Strength Lightweight Aggregate Concrete Exposed to Dry Environment”, *ACI Materials Journal*, Vol. 102, No. 2, pag. 86-92.
- [9] Lo, T. Y.; Tang, W.C., Cui, H. Z., (2007) “The effects of aggregate properties on lightweight concrete”, *Building and Environment*, Vol. 42, No. 8, pag. 3025-3029.
- [10] Lo, T. Y., Cui, H. Z., (2004) “Effects of porous lightweight on strength of concrete”, *Materials Letters*, Vol. 58, No. 6, pag. 916-919.

- [11] Perry, S. H.; Bischoff, P. H.; Yamura, K., (1991) “Mix details and material behaviour of polystyrene aggregate concrete“, Magazine of Concrete Research, Vol. 43, No. 154, pag. 71-76.
- [12] Ravindrarajah, R. S., Collins, J., (1998) “Temperature development in concrete with expanded polystyrene beads”, AUSTCERM 98, Melburn, Austrália.
- [13] Sabaa, B., Ravindrarajah, R. S., (1999) “Workability assessment for polystyrene aggregate concrete”, Proceedings of the CONPAT 99: V IBEROAMERICAN Congress of Building Pathologies, Montevideu, Uruguay, 8 pag.
- [14] Sabaa, B., Ravindrarajah, R. S., (1997) “Engineering properties of Lightweight concrete containing crushed expanded polystyrene waste”, Symposium MM: Advances in Materials for Cementitious Composites, Boston, 11 pag.
- [15] Babu, K. G., Babu, D. S., (2003) “Behaviour of lightweight expanded polystyrene concrete containing silica fume”, Cement and Concrete Research, Vol. 33, No. 5, pag. 755-762.
- [16] Babu, K. G., Babu, D. S., (2004) “Performance of fly ash concretes, containing lightweight EPS aggregates”, Cement and Concrete Composites, Vol. 26, No. 6, pag. 605-611.
- [17] Babu, D. S., Babu, K. G., Wee, T.H.,(2006) “Effect of polystyrene aggregate size on strength and moisture migration characteristics of lightweight concrete”, Cement and Concrete Composites, Vol. 28, No. 6, pag. 520-527.
- [18] Laukaitis, A., Zurauskas, R., Keriene, J., (2005) “The effect of foam polystyrene granules on cement composite properties”, Cement and Concrete Composites, Vol. 27, No. 1, pag. 41-47.
- [19] Chen et al., (2007) “Mechanical properties of polymer-modified concretes containing expanded polystyrene beads”, Construction and Building Materials, Vol. 21, No. 1, pag. 7-11.
- [20] Tang, W.C., Lo, Y., Nadeem, A., (2008) “Mechanical and drying shrinkage properties of structural-graded polystyrene aggregate concrete”, Cement and Concrete Composites, Vol. 30, No. 5, pag. 403-409.

- [21] Babu, D. S., Babu, K. G., Wee, T.H., (2005) “Properties of lightweight expanded polystyrene aggregate concretes containing fly ash”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, No. 6, pag. 1218-1223.
- [22] Stier, K. W., Weed, G. D., (1998) “A Study Conducted to Investigate the Feasibility of Recycling Commingled Plastic Fibre in Concrete”, *Journal of Industrial Technology*”, Vol. 15, No. 1, pag. 2-8.
- [23] Kou, S.C., Lee, G., Poon, C.S., Lai, W.L., (2009) “Properties of lightweight aggregate concrete prepared with PVC granules from scraped PVC pipes”, *Waste Management*, Vol. 29, No. 2, pag. 621-628.
- [24] Choi, Y.; Moon, D.; Chung, J.; Cho, S., (2005) “Effects of waste PET bottles aggregate on the properties of concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, No. 4, pag. 776-781.
- [25] Mounanga, P., Gbongbon, W., Poullain, P., Turcry, P., (2008) “Proportioning and characterization of lightweight concrete mixtures made with rigid polyurethane foam wastes”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 30, No. 9, pag. 806-814.
- [26] Siddique, R., Naik, T. R., (2004) “Properties of concrete containing scarp-tire rubber – an overview”, *Waste Management*, Vol. 24, No. 6, pag. 563-569.
- [27] Eldin, N.N., Senouci, A.B., (1993) “Rubber-tire particles as concrete aggregate”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 5, No. 4, pag. 478-496.
- [28] Topçu, I. B., (1995) “Assesment of the brittleness index of rubberized concretes”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 2, pag. 304-310.
- [29] Topçu, I. B., (1997) “The properties of rubberized concretes”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, No. 2, pag. 177-183.
- [30] Toutanji, H. A., (1996) “The Use of Rubber Tire Particles in Concrete to Replace Mineral Aggregates”, *Cement and Concrete Composites*, Vol.18, No.2, pag. 135-139.

- [31] Fattuhi, N. I., Clark, L. A., (1996) “Cement-based materials containing shredded scrap truck tyre rubber”, *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 4, pag. 229-236.
- [32] Bennazzouk, A.; Mezreb, K.; Doyen, G.; Quéneudec, M., (2003) “Effect of rubber aggregates on the physico-mechanical behaviour of cement-rubber composites –influence of the alveolar texture of rubber aggregates”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 25, No. 7, pag. 711-720.
- [33] Ghaly, A. M.; Chahill, J. D., (2005) “ Correlation of strength, rubber content, and water to cement ratio in rubberized concrete” *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 32, No. 6, pag. 1075-108.
- [34] Taha, M.M.R., El-Dieb, A.S., EL-Wahab, M. A., Abdel-Hameed, M.E., (2008) “Mechanical, Fracture and Microestrutural Investigatiosn on Rubber Concrete”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.20, No.11, pag. 692-699.
- [35] Zheng, L., Huo, X.S., Yuan, Y., (2001) “Strength, Modulos of Elasticity, and Brittleness Index of Rubberized Concrete”, *Journal of Materials in Civil Enginneering*, Vol. 13, No. 5, pag. 389-394.
- [36] Suryavanshi, A. K.; Swamy, R. N., (2002) “ Development of lightweight mixes using ceramic microspheres as fillers”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, No. 11, pag. 1783-1789.
- [37] McBride, S. P.; Shukla, A.; Bose, A., (2002) “Processing and characterization of a lightwiegth concrete using cenospheres”, *Journal of Material Science*, Vol. 37, No. 19, pag. 4217-4225.
- [38] Demirboga, R.; Örüng, I.; Gil, R., (2001) “Effects of expanded perlite aggregate and mineral admixtures on the compressive strength of low-density concretes”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, No. 11, pag. 1627-1632.
- [39] Cavaleri, L., Miraglia, N., Papia, M., (2003) “Pumice concrete for structural wall panels”, *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 1, pag. 115-125.

- [40] Yasar, E., Atis, C.D., Lilic, A., Gulsen, HG., (2003) ” Strength properties of lightweight concrete made ith basaltic pumice and fly ash”, *Materials Letters*, Vol. 57, No. 15, pag. 2267-2270.
- [41] Kılıç, A., Atis, C.D., Yasar, E., Özcan, F., (2003) “High-strength lightweight concrete made with scoria aggregate containing mineral admixtures”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, No. 10, pag. 1595-1599.
- [42] Topçu, I. B., (1997) “Semi lightweight concretes produced by volcanic slags”, *Cement and Concrete Research*, Vol.27, No. 1, pag. 15-21.
- [43] Palmquist, S.M.; Jansen, D.C.; Swan, C. W., (2001) “Compressive Behavior of Concrete with Vitrified Soil Aggregate”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.13, No. 5, pag. 389-394.
- [44] Topçu, I.B., Canbez, M., (2004) ”Properties of concrete containing waste glass”, *Cement and Concrete Research*, Vol.34, No.2, pag. 267-274.
- [45] Park, S.B., Lee, B.C., Kim, J.H., (2004) “Studies on mechanical properties of concrete containing waste glass aggregate”, *Cement and Concrete Research*, Vol.34, No. 12, pag. 2181-2189.
- [46] Binici, H., Shah, T., Aksogan, O., Kaplan, H., (2008) “Durability of concrete made with granite and marble as recycle aggregates”, *Journal of Materials Processing Technology*, Vol. 208, No. 1-3, pag. 299-308.
- [47] Oikonomou, N.D., (2005) “Recycled concrete aggregates”, *Cement and Concrete Composites*, Vol.27, No. 2, pag. 315-318.
- [48] Chen, H., Yen, T., Chen, K., (2003) “Use of buildings rubbles as recycled aggregates”, *Cement and Concrete Research*, Vol.33, No. 1, pag. 125-132.
- [49] Xiao, J., Li, J., Zhang, C., (2004) “Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading”, *Cement and Concrete Research*, Vol.35, No. 6, pag. 1187-1194.
- [50] Levy, S.M., Helene, P., (2004) “Durabiliti of recycled aggregates concrete: a safe way to sustainable devepment”, *Cement and Concrete Research*, Vol.34, No. 11, pag. 1975-1980.

- [51] Khatib, J. M., (2005) “Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate”, *Cement and Concrete Research*, Vol.35, No. 4, pag. 763-769.
- [52] Brito, J., Pereira, A.S., Correia, J.R., (2005) “Mechanical Behaviour of non-structural concrete made with recycled ceramic aggregates”, *Cement and Concrete Composites*, Vol.27, No. 4, pag. 429-433.
- [53] Fonteboa, B.G., Abella, F. M., (2008) “Concretes with aggregates from demolition waste and silica fume: Materials and mechanical properties”, *Building and Environment*, Vol. 43, No.3, pag. 429-43.
- [54] Pereira, C., Jorge, F. C., Irle, M., Ferreira, J.M., (2006) “Characterizing the setting of cement when mixed with cork, blue gum, or maritime pine, grow in Portugal I: temperature profiles and compatibility indices”, *Journal of Wood Science*, Vol. 52, No. 4 , pag. 311-317.
- [55] Jorge, F. C., Pereira C., Ferreira J.M.F., (2004) “Wood-cement composites: a review”, *European Journal of Wood and Wood Products*, Vol. 62, No.5, pag. 370-377.
- [56] Stahl, D.; Skoraczewski, G.; ArenA, P.; Stempski, B., (2002) “Lightweighth Concrete Masonry with Recycled Wood Aggregate”, *Journal Of Materials in Civil Engineering*, Vol. 14, No. 2, pag. 116-121.
- [57] Gong A., Hachandran, R., Kamdem D.P., (2004) “Tests on Wood-Cement Particle Composites Made of CCA-Treated Wood Removed From Service”, *Environmental Impacts of Preservative-Treated Wood Conference Orlando, Florida*, 8 pag.
- [58] Coatanlem, P.;Jauberthie, R.; Rendell, F., (2006) “Lightweighth wood chipping concrete durability”, *Construction and Building Materials*, Vol. 20, No. 9, pag. 776-781
- [59] Ozturk, T.; Bayrakl, M., (2005) “The Possibilities of Using Tobacco Wastes in Producing Lightweighth Concrete, *Agricultural Engineering International: the CIGR Ejournal*, Vol. II, Manuscript BC 05 006, 9 pag.

- [60] Aziz, A.; Murphy, K. C.; Ramaswaswamy, S. D., (1979) “Lightweight concrete using cork granules”, *The International Journal of Lightweight Concrete*, Vol.1, pag. 29-33.
- [61] Hernández-Olivares, F.; Bollati, M.R., Rio, M.; Parga-Landa, (1999) “Development of cork-gypsum composites for building applications”, *Construction and Building Materials*, Vol. 13, No.4, pag. 179-186.
- [62] Karade S. R.; Mark I.; Maher K., (2001) “Physico-chemical aspects of the use of cork in cementitious composites”, ICWSF 2001, The fifth international conference on The Development of Wood Technology and Forestry, Slovenia, September, pag. 97-106.
- [63] Karade S. R.; Caldieira, F.; Mark I., (2002) “Cork granules as lightweight aggregate”, *Proceedings of the International Conference on Sustainable Concrete Construction*, Scotland, September, pag. 252-261.
- [64] Karade S. R.; Mark I.; Maher K., (2006) “Influence of granule properties and concentration on cork-cement compatibility”, *Journal Holz als Roh- und Werkstoff*, Vol. 64, No.4, pag. 281-286.
- [65] Pereira, C.; Jorge, F.C.; Irle, M.; Ferreira, J.M., (2006) “Characterizing the setting of cement when mixed with cork, blue gum, or maritime pine, grow in Portugal II: X-ray diffraction and differential thermal analyzes”, *Journal of Wood Science*, Vol. 52, No. 4, pag. 318-324.
- [66] E 374, (1993) Adjuvantes para argamassas e betões. Características e verificação da conformidade. Lisboa: LNEC
- [67] NP EN 206-1, (2005) Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade, Lisboa: IPQ
- [68] NP EN 933-1, (2000) Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração. Lisboa: IPQ
- [69] NP 115, (1994) Cortiça. Granulados. Determinação da granulometria por peneiração mecânica. Lisboa: IPQ.

- [70] NP EN 1097-6, (2003) Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 6: Determinação da massa volúmica e da absorção de água. Lisboa: IPQ.
- [71] NP 606, (1996) Granulados de cortiça. Determinação da massa volúmica aparente. Lisboa: IPQ.
- [72] NP EN 12939-3, (2003) Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes. Lisboa: IPQ.
- [73] NP EN 12939-7, (2003) Ensaio do betão endurecido. Parte 7: Massa volúmica do betão endurecido. Lisboa: IPQ.

4. PROCESSO DE SECAGEM DE BETÕES E DE ARGAMASSAS CONTENDO AGREGADOS LEVES

4.1. INTRODUÇÃO

A presença de humidade no interior das lajes de betão ou nas argamassas de regularização dos pavimentos, quer de pisos térreos quer de pisos elevados, pode ter influência no comportamento do revestimento. De facto, a ocorrência de migração de humidade em direcção à superfície do pavimento poderá condicionar a utilização de determinados tipos de revestimentos de piso. O excesso de água residual proveniente do substrato é uma das possíveis causas para o aparecimento de patologias em pavimentos de betão, quando são utilizados revestimentos susceptíveis à presença de água [1]. Essas patologias incluem degradação, descoloração, descolamento, delaminação e perda de aderência.

Para além das patologias dos revestimentos, existe ainda o risco de emissão de compostos orgânicos voláteis, que podem conduzir a problemas de saúde [2, 3].

De modo a prevenir a ocorrência destas patologias, antes da aplicação do revestimento deverá ser permitido um tempo de secagem do substrato suficiente para que seja atingido um nível de humidade adequado ao tipo de revestimento a utilizar. Para esse efeito, é importante conhecer o processo de secagem do betão, identificando os factores que o influenciam [4]: composição do betão, relação água/cimento, tempo de cura, temperatura e humidade relativa ambiente, a distribuição da humidade no interior do betão e a sua redistribuição após a aplicação de um revestimento impermeável.

A avaliação da humidade pode ser feita de forma quantitativa, através do teor de humidade, do fluxo de humidade ou da humidade relativa interna do betão. Para cada uma das formas de expressar o nível de humidade, devem estabelecer-se parâmetros, em conformidade com o material a ser aplicado, considerados aceitáveis para a

aplicação do revestimento. Também é importante conhecer e avaliar os métodos de medição da humidade do betão.

No Capítulo anterior, foi estudada a viabilidade de introdução da cortiça como agregado de betões e definidas algumas composições de betões com incorporação de cortiça em substituição dos agregados convencionais, que poderão ser empregues na execução de pavimentos de betão. Para além da alteração da resistência mecânica destes betões, comparativamente aos betões de agregados correntes, é possível que a introdução de cortiça altere o seu processo e o tempo de secagem.

Quer em obras novas, quer em trabalhos de reabilitação, são também correntemente executadas, camadas de regularização ou de enchimento de pavimentos com argamassas de agregados leves. Essas argamassas habitualmente contêm agregados de argila expandida, poliestireno ou outros. O granulado de cortiça, enquanto agregado leve, pode constituir uma alternativa válida à utilização de outros agregados, na composição de argamassas utilizadas para este fim.

No presente capítulo pretende-se conhecer o processo e o tempo de secagem de betões e argamassas que incorporam cortiça na sua composição, comparando-os a betões e argamassas que contêm outro tipo de agregados.

O Capítulo compreende uma abordagem ao movimento da água e ao processo de secagem de materiais cimentícios. Apresenta um resumo da investigação experimental realizada anteriormente com diferentes tipos de betões e refere os principais métodos de quantificação da humidade em pavimentos de betão. Analisam-se também as condições que os substratos de betão ou de argamassa devem satisfazer antes da aplicação dos revestimentos de piso, a fim de minimizar a ocorrência de patologias nesses revestimentos.

A abordagem do problema privilegiou a realização de trabalho experimental que permitiu a determinação da variação da massa, velocidade de secagem e variação da humidade em betões e argamassas. Para esse efeito, foram fabricados provetes dos diversos tipos de betões e argamassas os quais foram submetidos a secagem, numa sala com temperatura e humidade controladas, durante períodos de tempo que variaram de 2 a 6 meses.

Numa primeira fase do trabalho experimental estudaram-se quatro tipos de betões (BCExp, BAExp, BPExp e BAER) e numa segunda fase cinco tipos de argamassas (ACExp, APExp, AAExp e AAER). A espessura da camada de betão ou argamassa foi outra das variáveis em análise.

Definiram-se as características geométricas e o processo de preparação dos provetes e referidos os procedimentos de ensaio para a quantificação da variação da massa e da humidade dos betões e argamassas ao longo do tempo.

Os resultados obtidos são apresentados e comentados. Por fim apresentam-se as conclusões retiradas do trabalho desenvolvido.

4.2. A HUMIDADE EM BETÕES E ARGAMASSAS

Durante o processo de fabrico de uma argamassa ou de um betão é adicionada aos constituintes uma determinada quantidade de água, necessária para as reacções de hidratação do ligante e molhagem dos agregados. Da quantidade de água total utilizada, uma parte combina-se com o cimento, tornando-se quimicamente ligada, enquanto outra parcela permanece fisicamente ligada ao sistema de poros do betão.

A secagem do betão decorre da complexa relação entre a quantidade de água química e fisicamente ligada e a capacidade do sistema de poros no transporte da água livre. Este processo é influenciado pela hidratação do cimento, sendo que a hidratação do cimento é função da relação água/cimento, temperatura e humidade relativa ambiente.

A secagem dos materiais cimentícios ocorre como resultado de quatro processos: primeiro a evaporação da superfície para o ambiente; segundo, a auto-dessecação devida à ligação química da água nos produtos de hidratação; terceiro, a auto-dessecação em virtude da ligação física da água nos poros em desenvolvimento do material e finalmente pelo fluxo de humidade no substrato ou noutros materiais em contacto com o material em hidratação.

O comportamento da água do betão é, pois, afectado pelo processo de hidratação do cimento e pela secagem do betão. Estes processos, ocorrem simultaneamente, desenvolvendo-se ao longo do tempo.

Nos pontos seguintes apresenta-se um resumo sobre o movimento da humidade e o processo de secagem de betões e argamassas e os estudos que têm vindo a ser publicados sobre ambos os assuntos.

4.2.1. MOVIMENTO DA HUMIDADE EM ELEMENTOS DE BETÃO

A humidade pode mover-se através das lajes sob a forma de vapor ou de água líquida. O betão que não se encontra saturado com água líquida transmitirá a humidade como um vapor gasoso, por difusão através da estrutura de poros capilares da pasta de cimento. O vapor de água é conduzido pela diferença da humidade relativa entre as superfícies inferior e superior da laje do pavimento. Por esta razão, a humidade pode acumular-se sob os acabamentos aplicados no pavimento, embora o betão não pareça estar saturado com água líquida. Para o betão saturado, o movimento da humidade é conduzido pela acção capilar. Quando a superfície de betão se encontra exposta ao ar, a força motriz é a evaporação da água da superfície.

Segundo Nilsson [5], a variação de humidade num material, na direcção x , pode calcular-se recorrendo à “lei da conservação da massa”, dada pela equação 4.1.

$$\frac{\partial w_e}{\partial t} = \left(-\frac{\partial F}{\partial x}\right) + \left(\frac{-\partial w_n}{\partial t}\right) \quad (4.1)$$

No que se refere concretamente ao betão, w_e é o teor de água evaporável, (kg/m^3), F o fluxo de humidade, $\text{kg}/(\text{m}^2.\text{s})$, w_n o teor de água não evaporável, (kg/m^3) t o tempo, (s) e x a espessura do elemento de betão, (m).

O último termo desta equação descreve o coeficiente de hidratação, que depende do tipo de cimento, relação água/cimento, temperatura e humidade ambiente.

Para determinação do fluxo de humidade, que expressa a secagem do betão, são necessárias várias simplificações, uma vez que o mecanismo do fluxo de humidade nos materiais porosos é complexo e, no caso do betão, por se tratar de um material heterogéneo, com composição muito variável.

O fluxo de humidade, considerando o teor de água evaporável, w_e como a força de deslocamento, é descrito, de forma mais simplificada como:

$$F = -D \frac{\partial w_e}{\partial x} \quad (4.2)$$

onde D é a difusividade, (m^2/s).

A secagem do betão ou argamassa inicia-se quando não existe água livre na superfície exposta. Durante a primeira fase da secagem, a água líquida encontra-se presente na superfície do betão e evapora-se no ar sobre o betão (Figura 4.1a). A taxa de evaporação à superfície depende da temperatura, humidade relativa e do fluxo de ar sobre a superfície. Ar quente, seco e em movimento acelerado causará uma evaporação mais rápida do que o ar fresco e estagnado.

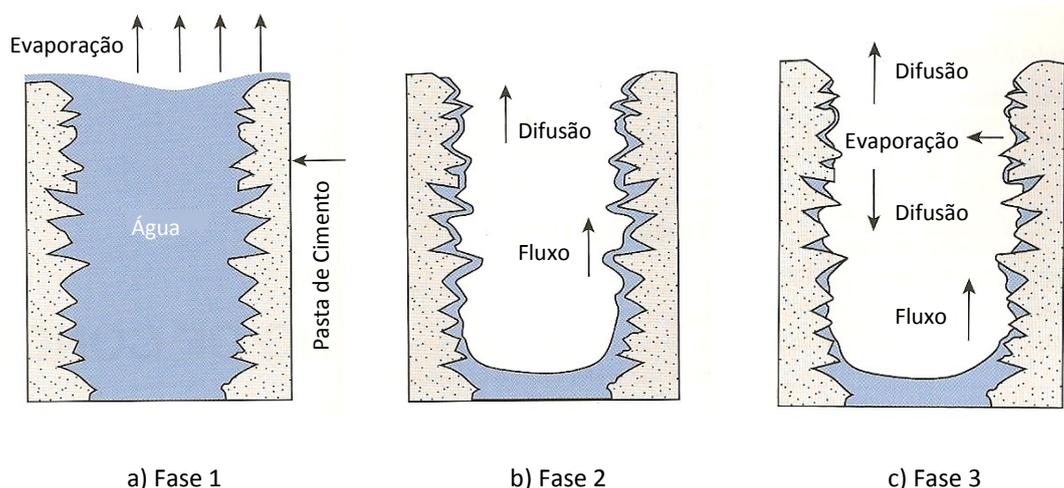


Figura 4.1 - Fases da secagem do betão: a) Fase 1; b) Fase 2; c) Fase3[1].

À medida que a água líquida se evapora à superfície, a quantidade de humidade nesta zona, é restabelecida com a água vinda do interior do betão. Como a água se move do interior do betão para substituir a água que se evaporou à superfície, o betão retrai, para compensar o volume de água que perdeu. Se a velocidade de evaporação for muito elevada, o betão retrai excessivamente, antes da pasta de cimento ter desenvolvido suficiente resistência. Esta é a causa da retracção plástica, que ocorre nas primeiras horas após a colocação do betão.

Quando o betão não se pode retrair mais para acomodar o volume perdido devido à evaporação da água, começa a segunda fase da secagem (Figura 4.1b). A água líquida

afasta-se da superfície exposta do betão para os poros. Dentro de cada poro, a água fixa-se às paredes dos poros e forma uma superfície curva designada por menisco ou meia-lua.

Na superfície do betão, a água evapora-se a partir do menisco de cada poro para o ar sobre a superfície do betão. Portanto, a taxa de evaporação, parâmetro que representa a velocidade de perda de massa por unidade de área, podendo ser expresso em $(\text{g}/\text{h}/\text{cm}^2)$, depende ainda mais da temperatura, da humidade relativa e do fluxo de ar sobre a superfície do betão.

Neste ponto, a água ainda preenche a estrutura porosa do betão. Há caminhos contínuos para o fluxo de água líquida, do interior do betão para os poros parcialmente cheios à superfície, onde a água se pode evaporar. A superfície aparenta estar seca, mas o betão está apenas a começar a secar numa camada muito fina. A taxa de secagem, que se refere à quantidade de água evaporada num determinado período de tempo em relação à superfície de evaporação, diminui progressivamente ao longo deste período.

A terceira fase da secagem inicia-se quando, imediatamente abaixo da superfície, se tiver evaporado água suficiente de modo que os poros já não estejam continuamente preenchidos com líquido (Figura 4.1c). Existem bolsas de água líquida, mas a humidade pode agora mover-se por difusão de vapor dentro do betão antes de chegar à superfície, onde ocorre a evaporação.

Nesta fase, a taxa de secagem decresce continuamente no tempo e é mais lenta que o estado de secagem anterior (Figura 4.2).

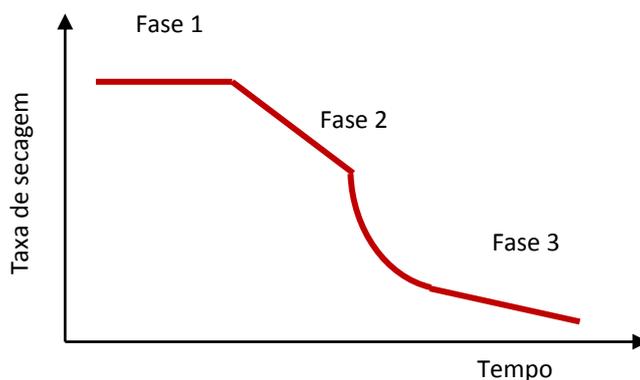


Figura 4.2 - Fases da secagem do betão: Fase 1- tem taxa constante e depende do movimento do ar e da humidade à superfície da laje; as Fases 2 e 3 são mais dependentes das propriedades da pasta de cimento [1].

A taxa de secagem depende menos da temperatura, da humidade relativa e do fluxo de ar à superfície do betão, porque a humidade se pode evaporar e difundir no interior do betão antes de chegar à superfície. Este parâmetro é determinado pela qualidade da pasta de cimento: pastas com baixas relações água/cimento oferecem maior resistência à difusão do vapor do que as pastas com mais altas relações água/cimento.

4.2.2. PROCESSO DE SECAGEM DE PAVIMENTOS DE BETÃO

A secagem de uma laje de betão inicia-se pela superfície superior, enquanto no interior da laje o teor de humidade permanece elevado.

Uma vez que a secagem do betão se processa de forma muito lenta, pode haver excesso de humidade em pavimentos de betão durante um longo período de tempo. Na prática, a secagem é muitas vezes interrompida precocemente pela aplicação de um revestimento impermeável, fazendo com que a evaporação à superfície seja drasticamente reduzida. O teor de humidade aumentará até que seja alcançada uma nova condição de equilíbrio entre a lenta evaporação, através do revestimento impermeável aplicado, e o fluxo de humidade em direcção à superfície.

Quando se aplica um revestimento impermeável sobre a superfície da laje, a humidade do betão abaixo deste revestimento é redistribuída uniformemente até que seja alcançada uma nova condição de equilíbrio. Este princípio é ilustrado na Figura 4.3, representada em corte, para uma situação em que a secagem ocorre pelas duas superfícies da laje [6].

Nesta Figura, **a** representa o perfil de distribuição da humidade antes da secagem, **b** o perfil de distribuição da humidade após a secagem, **c** o perfil de distribuição da humidade após a aplicação do revestimento superficial e a redistribuição da humidade. H é a espessura da laje e $0,2 H$ a “profundidade equivalente”.

A “profundidade equivalente” é a profundidade, medida a partir da superfície da laje antes de ser revestida, na qual o nível de humidade é exactamente igual ao nível que será atingido, na superfície da laje após a aplicação do revestimento. Esta “profundidade equivalente” varia com o modo de secagem da laje.

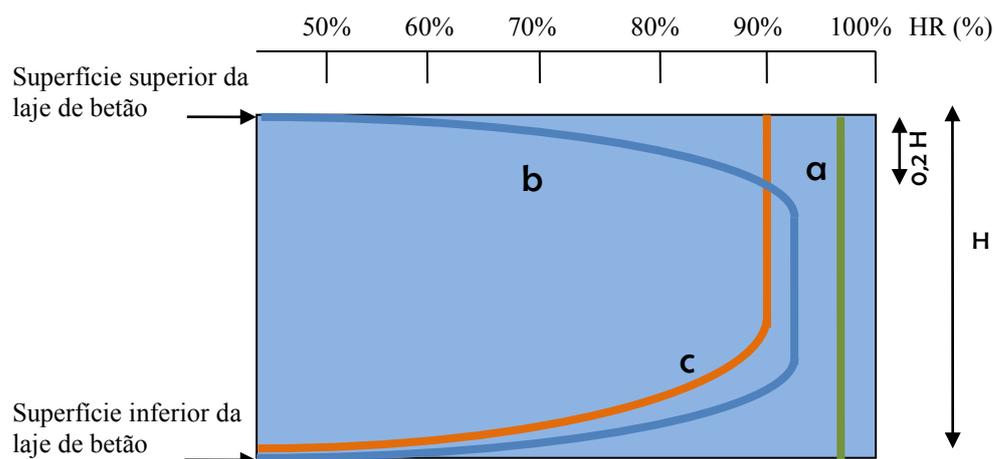


Figura 4.3 – Representação, em corte, da distribuição da humidade relativa (HR) numa laje, submetida à secagem pelas duas faces, antes (a) e após a secagem (b) e depois de aplicado o revestimento impermeável do piso (c).

No caso de a secagem ocorrer por ambas as superfícies da laje, o caso corrente de lajes de edifícios em pisos elevados, a profundidade equivalente é igual a 20 % da espessura da laje. Nesta situação, quando uma das superfícies da laje é revestida, a secagem continua através da superfície que não está revestida. Isto significa que o nível de humidade será novamente redistribuído, diminuindo junto à superfície já revestida.

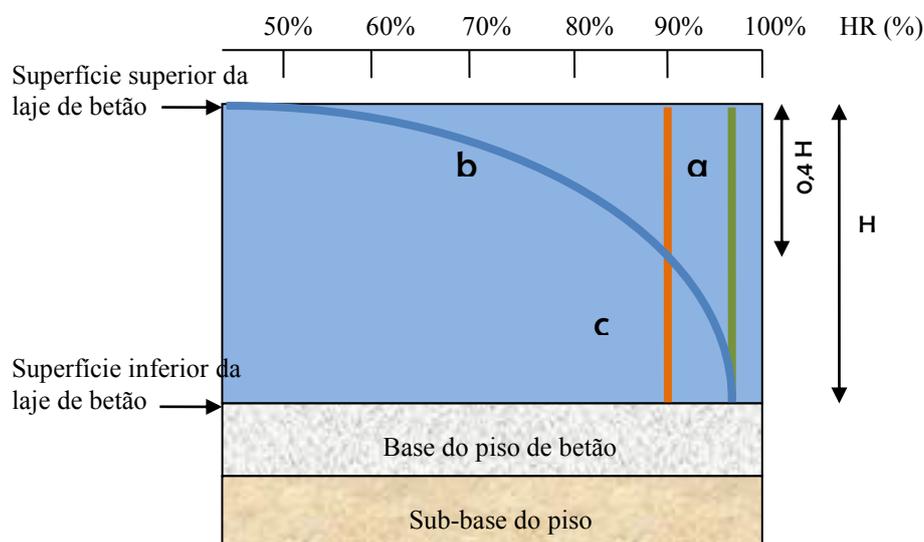


Figura 4.4 – Distribuição da humidade relativa antes e após a secagem e aplicação de um revestimento impermeável num pavimento de betão de um piso térreo.

No caso de a secagem ocorrer apenas por uma das superfícies da laje, por exemplo no caso de pisos térreos de betão, o valor adoptado para profundidade equivalente é igual a 40% da espessura da laje (Figura 4.4). Neste caso, a humidade no piso de betão, após o

revestimento da superfície superior, irá atingir o equilíbrio mantendo-se constante em toda a espessura do piso, desde que se mantenham as condições ambientais.

Comprova-se, então, que a humidade não se distribui de maneira uniforme ao longo da espessura do substrato de betão, sendo menor próximo da superfície em contacto com o ambiente e aumentando para o seu interior. Quando se aplica como revestimento um material impermeável, ocorre uma redistribuição da humidade no interior da peça, aumentando o seu nível próximo à superfície do substrato. Este aumento poderá conduzir a que a humidade à superfície atinja um valor acima do nível aceitável para o tipo de revestimento de piso aplicado, podendo deste modo danificar o revestimento ou o adesivo da sua aplicação.

Justifica-se, assim, a importância de definir o nível de humidade aceitável para a aplicação dos diversos tipos de revestimento e a selecção de métodos de avaliação que permitam estimar o tempo de secagem de betões e de argamassas até esse nível ser atingido.

Desde há algumas décadas [7] que têm vindo a realizar-se trabalhos experimentais com o objectivo de caracterizar o processo de secagem do betão, nomeadamente em lajes de pavimentos. Têm sido utilizados vários métodos experimentais para avaliar esse processo, podendo ser genericamente classificados em três grupos: verificação da alteração do peso dos betões, medição da humidade relativa/quantidade de água e métodos mais intrusivos que recorrem à recolha de carotes para ensaios laboratoriais mais complexos.

Como o processo de secagem dos materiais cimentícios é complexo, têm sido também propostos modelos matemáticos, usando processos de difusão linear e não linear, como técnicas de aproximação à natureza complexa da perda de humidade do betão.

Parrot [8] investigou os perfis de humidade, resultantes da secagem do betão em condições laboratoriais e ao ar livre, verificou que a variação da humidade relativa, em provetes expostos às condições laboratoriais, pode ser representada, de forma concisa, por um conjunto de equações simples que envolvem o tempo de secagem, a profundidade a partir da superfície exposta e o tipo de cimento.

Topçu et al. [9] avaliaram a evaporação da água pela superfície do betão em provetes submetidos a diferentes condições de temperatura, humidade relativa e vento.

Observaram que, dos betões que continham mais água de amassadura, resultaram maiores quantidades de evaporação de água. Para uma determinada quantidade de água de amassadura, aumentando a quantidade de cimento, as quantidades de evaporação são mais reduzidas. Verificaram ainda que, para as mesmas condições de temperatura e humidade relativa, a evaporação aumenta com a velocidade do vento. As maiores quantidades de evaporação ocorreram para valores baixos de humidade relativa e valores altos da velocidade do vento, enquanto as mais baixas quantidades de evaporação foram observadas para as condições de maior humidade relativa, sem o factor vento.

Selih et al. [10] investigaram experimentalmente as alterações do teor de humidade no decurso do processo de secagem em betões de agregados leves. Identificaram dois estágios de secagem: um período inicial em que a taxa de secagem foi constante e um segundo período de taxa decrescente, no qual os teores de humidade são significativamente menores. Para os betões de agregados leves estudados, verificaram que o período inicial ocorreu, de um modo geral, entre os 3 e os 7 dias.

Akita et al. [11] quantificaram experimentalmente a transferência de humidade, medindo as variações da quantidade de água no interior de provetes prismáticos de betão, sujeitos a secagem unidireccional e a secagem por todas as faces. Em idades pré determinadas, os provetes foram seccionados e secos para determinação da quantidade de água. Estes investigadores confirmaram ser válida a utilização de uma equação não-linear de difusão para a previsão da transferência de humidade, e concluíram que a relação entre a quantidade de água do betão e a humidade relativa é fortemente influenciada pela composição do betão.

Merikallio et al. [12] estudaram comparativamente a secagem de três betões de agregados leves (argila expandida) e de dois betões de agregados correntes e mediram a humidade relativa no interior do betão durante o processo de secagem. Concluíram que os betões de argila expandida atingem os 90% de humidade relativa interior mais rapidamente que os betões de agregados correntes. A espessura dos elementos tem um efeito menor na secagem dos betões com argila expandida que nos betões correntes. Nos betões correntes, o tempo de secagem aumenta exponencialmente com o aumento da espessura do elemento.

Kim et al. [13] mediram a humidade relativa interna do betão em provetes submetidos a secagem unidireccional. A variação da humidade relativa interna devida à auto-dessecação foi medida em provetes selados. Confirmaram que a humidade relativa no interior dos provetes difere significativamente em função da distância à superfície exposta. A variação da humidade relativa interior é maior a distâncias próximas da superfície do que nas zonas interiores do betão, tendo sido observadas menores variações em provetes com elevada relação água/cimento.

West et al. [14] apresentaram um modelo de elementos finitos para a previsão das alterações do teor de humidade do betão ao longo do tempo, durante a secagem e após a aplicação de um revestimento de piso. O modelo teve em conta a espessura da laje, a relação água-cimento, as condições ambientais e de fronteira. Confirmaram que os parâmetros que mais influenciam a migração da humidade durante a secagem, são a relação água-cimento, a espessura da laje e as condições ambientais.

Jiang et al. [15] estudaram a distribuição da humidade relativa de pastas de cimento com diferentes relações água-cimento e adições minerais, em condições isotérmicas de secagem. Os resultados mostraram que a diminuição da humidade relativa interna, nas pastas de cimento com razões água-cimento superiores a 0,4, é fundamentalmente devida à difusão da humidade. Para razões água-cimento inferiores a 0,4, a diminuição da humidade relativa depende da difusão da humidade e da auto-dessecação da pasta.

El-Dieb [16] investigou a retenção de água e a hidratação do betão contendo agentes de cura. Foram medidas, ao longo do tempo, a perda de peso e a humidade relativa interna do betão com agentes de cura e comparados com as do betão convencional. Verificou que a retenção de água, determinada pela perda de peso com o tempo, em betões com incorporação de agentes de cura é superior à do betão convencional.

Abd El-Razek et al. [17] investigaram teoricamente a evaporação da água do betão fresco, exposto a diferentes condições climáticas externas de três cidades egípcias com latitudes diferentes. Concluíram que a maior parte da perda de água por evaporação da superfície do betão ocorre nos dois primeiros dias após a betonagem.

Babu et al. [18] estudaram o efeito da dimensão dos agregados de poliestireno nas características da migração da humidade e na resistência do betão leve. O estudo

demonstrou que o betão de EPS contendo grânulos de maior dimensão (6,3 mm) e com maiores volumes de EPS, apresenta maior migração de humidade e mais elevada absorção. Os betões com granulados de EPS de menor dimensão (4,75 mm) exibiram maior resistência à compressão.

Rantala et al. [19] estudaram “in situ” o comportamento da humidade em lajes de betão de pavimentos térreos, na fase de construção e de utilização. Concluíram que as condições de humidade e o comportamento da laje variam ao longo do ciclo de vida. Neste tipo de lajes o fluxo de vapor de água do subsolo é crítico para a distribuição da humidade e a difusão de vapor de água está sempre presente. Não é recomendada utilização de barreiras pára-vapor sob a laje de betão. Apesar de prevenirem o fluxo de difusão a partir do subsolo na fase de utilização do edifício, são uma clara desvantagem durante o período de construção, por impedirem a secagem da laje para o subsolo e conseqüentemente abrandarem o processo de construção (instalação dos revestimentos de piso)

Anderberg e al. [2] estudaram e quantificaram o processo de secagem de bases de regularização de pavimentos flutuantes constituídas por argamassas com várias razões água/ligante. Uma das argamassas testadas demorou 90 dias de auto-dessecação para atingir uma humidade relativa de 85%. As outras argamassas precisaram de evaporação superficial para atingirem estados de humidade aceitáveis para aplicações práticas.

Teoricamente, é possível calcular o tempo de secagem para um dado betão. Para este cálculo, é necessária informação sobre as características de absorção, coeficientes de difusão para a água e vapor de água, porosidade e dimensão e distribuição dos poros e grau de hidratação. Uma vez que muita desta informação não se encontra disponível, a prática depende de resultados experimentais combinados com medições das condições de humidade da laje de betão “in situ”.

Brewer [7] reportou uma série de experiências sobre a migração da humidade em lajes de betão. Concluiu que, apesar do fluxo de humidade variar directamente com a relação água/cimento do betão, os valores obtidos variam com o tempo e tipo de exposição da laje e com o método de medição usado. Mais tarde Suprenant [6] resumizou estas experiências, realçando o efeito significativo da relação água/cimento na migração da humidade em lajes de betão. Apontou uma taxa de libertação de

humidade máxima de $170 \mu\text{g}/(\text{s.m}^2)$ como limite superior aceitável para aplicação de revestimentos de piso sensíveis à acção da humidade. Este valor é utilizado por muitos fabricantes de revestimentos de piso.

Os resultados dos trabalhos de Brewer demonstram claramente a relação entre a razão água/cimento e o movimento da humidade através das lajes de betão (Figura 4.5).

O tempo necessário para reduzir o fluxo de humidade para $170 \mu\text{g}/(\text{s.m}^2)$ pode ser determinado por interpolação dos gráficos da Figura 4.5. Este resultado foi obtido experimentalmente para lajes de betão com uma espessura de 100 mm. No entanto, o fluxo de humidade, devido à acção capilar, varia proporcionalmente com a espessura da laje para condições de exposição idênticas, desde que se mantenham as condições ambientais.

A Figura 4.5a) apresenta o fluxo de humidade para betões com diferentes relações água/cimento contendo água em contacto com a parte inferior das lajes. O fluxo de humidade aumenta significativamente para altas relações água/cimento, porque estes betões têm maior permeabilidade em toda a profundidade das lajes.

A Figura 4.5b) apresenta o fluxo de humidade para betões com diferentes relações água/cimento, contendo ar seco em contacto com a parte inferior das lajes. As diferenças são devidas à secagem da água de amassadura do betão e à absorção da água de cura, desde que não exista fonte de humidade exterior.

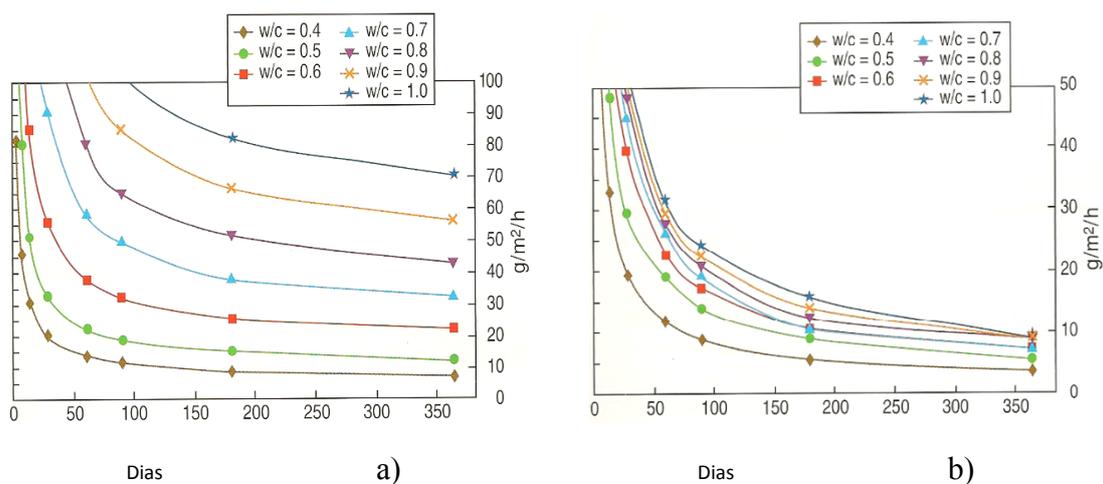


Figura 4.5 - Fluxo de humidade para betões com diferentes relações água/cimento: a) lajes com a face inferior em contacto com a água; lajes com a face inferior em contacto com o ar [1].

O conhecimento do movimento da humidade durante o período de secagem, assim como o teor de humidade da laje, é essencial para a determinação do momento a partir do qual é seguro aplicar revestimentos de pavimentos em lajes de betão. Para além da degradação do material usado no revestimento, quando este é sensível à humidade, poderá também ocorrer uma degradação na ligação entre o pavimento e o revestimento, devido a uma diminuição da aderência entre ambos os elementos provocada pelo excesso de humidade residual existente no substrato.

4.3. TEMPOS DE SECAGEM E NÍVEIS DE HUMIDADE RECOMENDADOS

Como se referiu, para que seja diminuído o excesso de humidade, deverá ser permitida a secagem do betão, de forma a atingir um nível de humidade adequado ao tipo de revestimento a utilizar.

Diversas organizações internacionais têm procurado estabelecer o tempo de secagem e o valor de humidade necessários para que seja possível aplicar, com sucesso, os revestimentos finais de piso (ver Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Tempos de secagem recomendados.

REFERÊNCIA	RECOMENDADO
ASTM E 1907-97	Seis semanas a seis meses
CRI – Carpet and Rug Institute	12 a 16 semanas
WFC – World Floor Covering Association	28 dias (não pode ser utilizado como critério geral)
RFCI – Resilient Floor Covering Institute,	Mínimo 6 semanas
PCA – Portland Cement Association,	Mínimo de 8 semanas
LNEC – Bases de Assentamento de Pisos Resilientes	4 semanas no Verão 6 semanas no Inverno

Em Inglaterra, recomenda-se que os revestimentos de piso sejam aplicados apenas quando a superfície de betão atinge a humidade relativa de 75%, determinada através de medições realizadas com um higrómetro de superfície.

Segundo a American Society for Testing Materials (ASTM) o tempo de secagem necessário para que um piso de betão atinja um nível de humidade satisfatório, de modo a evitar a deterioração do revestimento, varia de seis semanas a seis meses. A norma ASTM E 1907-97 [20] apresenta uma lista dos tempos de secagem recomendados por diferentes instituições.

O Carpet and Rug Institute (CRI) recomenda um período de 90 a 120 dias para que o piso de betão atinja um nível de humidade satisfatório para aplicação de revestimentos têxteis e de borracha.

O Resilient Floor Covering Institute (RFCI) estabelece que o piso de betão seja curado e seco por um período mínimo de seis semanas, antes da aplicação de qualquer tipo de revestimento resiliente.

A Portland Cement Association (PCA) realça que o período de secagem varia em função das condições ambientais, tipo de betão, espessura e localização do piso de betão, sendo necessário alguns meses de secagem para que seja atingido o nível de humidade satisfatório, sendo o mínimo de 60 dias.

A World Floor Covering Association (WFCA) refere uma duração para a secagem mínima de 28 dias, valor recomendado por alguns fabricantes para aplicação do revestimento, uma vez que este período é função de um grande número de variáveis.

Em Portugal, o LNEC recomenda um teor de água máximo admissível da base de assentamento, no momento da aplicação do revestimento, de 2,5% em relação ao peso do material seco [21].

Esta condição obriga a que após a conclusão das camadas de regularização que eventualmente se venham a executar sobre o pavimento, e desde que não tenham espessuras superiores a 40 mm, se aguarde um intervalo de tempo não inferior a quatro semanas, no Verão, e seis semanas no Inverno. Quando as camadas possuam espessuras superiores a 40 mm, deverão dilatar-se os prazos indicados, no mínimo uma semana por cada centímetro de espessura adicional da camada de regularização.

A Tabela 4.2 exemplifica tempos de secagem dos suportes, admissíveis para aplicação de revestimentos cerâmicos, em função do tipo de suporte, das condições de aderência entre o revestimento e o suporte e das solicitações dos pavimentos (excluindo os pavimentos radiantes eléctricos) [22].

Tabela 4.2 – Tempos de secagem do suporte para a aplicação de revestimentos cerâmicos [22].

Tipo de suporte sobre o qual se aplica o revestimento cerâmico	Idade mínima do suporte			
	Solicitações fracas e moderadas		Solicitações fortes	
	Colocação dessolidarizada	Colocação aderente	Colocação dessolidarizada	Colocação aderente
Betonagem sobre o terreno	2 Semanas	1 Mês	2 Semanas	1 Mês
Pré-lajes em betão armado	1 Mês	6 Meses	2 Meses	6 Meses
Lajes mistas	1 Mês	6 Meses	1 Mês	6 Meses
Lajes sobre isolamento ou camadas dessolidarizadas	2 Semanas	1 Mês	Não aplicável	Não aplicável
Lajes aquecidas	2 Semanas	1º Semana após a colocação do aquecimento	Não aplicável	Não aplicável
Protecção estanque	Não aplicável	1 Semana	Não aplicável	Não aplicável
Camadas de forma	24 Horas	24 Horas	24 Horas	24 Horas

Baseando-se em resultados experimentais, Hedenblad [23] estimou os tempos de secagem esperados para o betão corrente, atendendo à relação água/cimento e a valores de 85% e 90% para a humidade relativa. Estes tempos deverão ser modificados pela aplicação de factores de correcção que tenham em atenção parâmetros como a relação água/cimento, a espessura da laje, o modo como se processa a secagem (por uma face ou por ambas as faces), a temperatura e a humidade relativa ambiente e as condições de cura. Nas tabelas seguintes [23] apresentam-se os factores de correcção para os tempos de secagem. A Tabela 4.3 apresenta os tempos de secagem em função da humidade relativa do betão e da relação água/cimento, considerando que a secagem ocorre pelas duas faces da laje. A Tabela 4.4 ilustra o factor de correcção tendo em atenção a espessura do elemento de betão.

Tabela 4.3 – Tempos de secagem para o betão.

Humidade Relativa do Betão (%)	Relação água/cimento			
	0,4	0,5	0,6	0,7
85	50 dias	90 dias	135 dias	180 dias
90	20 dias	45 dias	65 dias	95 dias

Tabela 4.4 – Factores de correcção para a espessura.

Espessura (mm)	Relação água/cimento			
	0,4	0,5	0,6	0,7
100	0,4	0,4	0,4	0,4
150	0,8	0,8	0,8	0,7
180	1,0	1,0	1,0	1,0
200	1,1	1,1	1,1	1,2
250	1,3	1,4	1,5	1,8

A Tabela 4.5 apresenta os factores de correcção para atender ao modo como se processa a secagem: por uma face, ou por ambas as faces da laje. A Tabela 4.6, mostra os factores de correcção que atendem às condições ambientais de humidade relativa e temperatura. A Tabela 4.7 apresenta os factores de correcção que têm em atenção as condições de cura.

Tabela 4.5 – Factores de correcção para o tipo de secagem (um ou dois lados).

Humidade Relativa do Betão (%)	Relação água-cimento			
	0,4	0,5	0,6	0,7
Um lado	2,0	2,3	2,6	3,2
Dois lados	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabela 4.6 – Factores de correcção para as condições ambientais

Humidade Relativa do ar (%)	Temperatura do ar (°C)			
	10	18	25	30
35	1,2	0,8	0,7	0,6
50	1,2	0,9	0,7	0,6
60	1,3	1,0	0,8	0,7
70	1,4	1,1	0,8	0,7
80	1,7	1,2	1,0	0,9

Tabela 4.7 – Factores de correcção atendendo às condições de cura.

Condições de cura	Relação água-cimento					
	0,5		0,6		0,7	
Secagem do betão até à humidade relativa de:	85%	90%	85%	90%	85%	90%
Um dia ao ar livre	1,0	0,5	1,0	0,5	1,0	0,7
Dois semanas à chuva, duas semanas ao ar livre	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Quatro semanas ao ar livre	1,0	0,5	1,0	0,7	1,0	0,8
Quatro semanas à chuva	1,4	1,0	1,4	1,3	1,3	1,3

4.3.1. NÍVEIS DE HUMIDADE ACEITÁVEIS PARA APLICAÇÃO DE REVESTIMENTOS DE PISO

O nível de humidade aceitável do betão, para a posterior aplicação do revestimento varia em função do tipo do revestimento e da ocupação do espaço onde está inserido [24]. No entanto, a humidade relativa no betão deve ser inferior a 85%, para evitar a ocorrência de condensações.

A ASTM E 1907-07 [20] indica que a humidade relativa do betão, medida com um higrómetro na superfície do pavimento, deverá ser igual ou inferior a 75% antes da aplicação de revestimentos resilientes ou sensíveis à humidade.

Outras organizações, em função do método de medição utilizado, estimaram os níveis ideais de humidade e as taxas de emissão de vapor no betão indicados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Níveis de humidade recomendados.

Norma	Origem	Níveis ideais de humidade		
		Teor de humidade (%)	Humidade relativa (%)	Taxa de emissão de vapor de humidade ($\mu\text{g/s.m}^2$)
ASTM E 1907-97	Estados Unidos	2,5 a 4,5	75	170 a 280
ASTM F 710-98	Estados Unidos	-	-	170 a 280
BS 5325-2001	Inglaterra	-	75	-
BS 8203-2001	Inglaterra	-	75	-
HusAMA 83	Suécia	-	85 a 90	-

Para além disso, na Suécia e na Finlândia, foram realizados trabalhos que permitiram a determinação dos níveis máximos de humidade relativa no betão, em função do tipo de revestimento final a aplicar [1], indicados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Níveis de humidade recomendados em função do tipo de revestimento.

Especificação ou norma	Origem	Humidade relativa máxima (%)	Revestimento final
HusAMA 83	Suécia	80	<ul style="list-style-type: none"> Madeira ou materiais à base de madeira.
		80	<ul style="list-style-type: none"> Revestimentos de pavimentos de vinil, com bases que podem fornecer nutrientes para o crescimento de microrganismos.
		85 a 90	<ul style="list-style-type: none"> Revestimentos aderentes que não permitem degradação da camada de assentamento pelos álcalis do betão; Produtos lamelares; Materiais homogéneos de vinil.
		80 85	<ul style="list-style-type: none"> Pavimento em cortiça; Sem camada de vinil na parte inferior; Com camada de vinil na parte inferior;
The Finnish SisaRYL 2000 Code of Building Practice.	Finlândia	85	<ul style="list-style-type: none"> Revestimentos de plástico com feltro ou base de plástico celular; Revestimentos de borracha; Revestimentos em cortiça com barreira de filme plástico; Revestimentos têxteis, em tecido com borracha, PVC ou revestimento em borracha látex; Revestimentos têxteis feitos de fibras naturais.
		90	<ul style="list-style-type: none"> Pavimento de plástico; Revestimento plástico sem feltro ou estrutura base de plástico celular; Linóleo.
		60	<ul style="list-style-type: none"> Soalho sem filme plástico entre a madeira e o betão.
		80	<ul style="list-style-type: none"> Mosaico sobre betão.

O LNEC recomenda, antes da aplicação do revestimento de piso, o teor de água máximo indicado de acordo com as condições já referidas na Tabela 4.1. Em obra, os

revestimentos só deverão ser aplicados quando a humidade relativa do betão for ligeiramente inferior à recomendada pelos fabricantes.

4.4. MEDIÇÃO DA HUMIDADE DO BETÃO

Uma vez que existe grande variação para os tempos de secagem recomendados, bem como um grande número de factores que influenciam a velocidade de secagem [25], constata-se que não é possível fixar, de uma forma objectiva, um período de espera único a respeitar antes da aplicação do revestimento. Por outro lado, os diferentes materiais de revestimento de pavimentos e respectivos adesivos requerem diferentes condições de humidade para a sua aplicação.

Deste modo, verifica-se que é importante determinar as condições de humidade, em cada caso concreto, realizando medição da humidade do betão antes da aplicação do revestimento.

Os métodos de ensaio usados para medir a humidade do betão podem ser classificados como qualitativos ou quantitativos.

Apesar do resultado de um ensaio qualitativo poder ser um indicador da aptidão do pavimento para receber o adesivo e o revestimento de piso, deverá ser seguido de um ensaio quantitativo, para assegurar que o pavimento está, de facto, convenientemente seco.

Os métodos existentes podem constar de observações visuais, testes físicos ou de medições quantitativas do teor de humidade, do fluxo de humidade ou da humidade relativa interna do betão [26 a 35].

Em vários países, organizações como a American Society for Testing and Materials, a British Standards Institution e a Nordic Concrete Federation, normalizaram testes para avaliar as condições de humidade de um piso de betão, a fim de determinar se são aceitáveis para receber o revestimento.

Os principais métodos para avaliar a condição de humidade de um substrato de betão constam na norma ASTM E 1907-97 [20], que descreve procedimentos para determinar a quantidade de água ou vapor de água presente ou emitida por um piso de

betão, assim como estabelece critérios para avaliar o estado de um piso de betão, para receber revestimentos sensíveis à humidade.

Existem ainda outras normas específicas para o tipo de ensaios a realizar, algumas das quais serão referidas no ponto seguinte.

4.4.1. PRINCIPAIS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO QUALITATIVA DA HUMIDADE DO BETÃO

4.4.1.1. Folha de polietileno - *Plastic Sheet Test*

Este ensaio consta na ASTM D4263-99 [33] e consiste no revestimento da zona de ensaio com uma folha de polietileno com (46×46 cm²) de superfície e 0,1 mm de espessura, fixa nas extremidades, que permanece durante um período de 16 ou 24 horas.

Após a duração do ensaio, remove-se a folha de polietileno e examina-se a face inferior da folha e o betão para verificar se existem sinais de humidade (Figura 4.6). Se houver humidade condensada sob a folha, ou escurecimento da superfície do betão, significa que o betão ainda está demasiado húmido, pelo que os revestimentos não devem ser aplicados de imediato.



Figura 4.6 - Plastic Sheet Test [33].

4.4.1.2 Placa colada – *Mat Bond Test*

Neste ensaio, a humidade no betão é avaliada de forma indirecta através da observação do estado da ligação entre o substrato e o revestimento do piso, após o

período de ensaio. Aplica-se o adesivo numa superfície de (60×60 cm²) sobre o qual se aplicam as placas de revestimento de piso, que pode ser de vinil, PVC, ou outro material resiliente, fixadas nas extremidades (Figura 4.7).

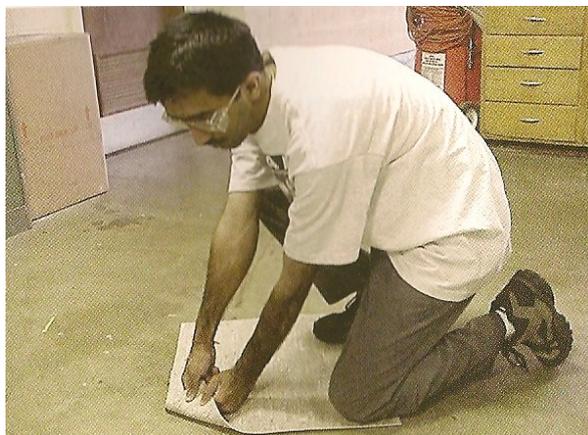


Figura 4.7 – Mat Bond Test [33].

Ao fim de 72 horas procede-se ao arrancamento do revestimento. Avalia-se a força necessária para remover o revestimento e examinam-se as condições em que se encontram os adesivos. Se a colagem estiver fraca e o adesivo húmido ou pegajoso, o revestimento não deve ser aplicado. Se, pelo contrário, há uma boa adesão, significa que o piso de betão tem um nível de humidade aceitável para aplicação do revestimento. Esta técnica requer experiência para avaliar a qualidade da ligação adesiva.

4.4.1.3 Resistência Eléctrica

Neste teste, mede-se a condutividade eléctrica entre dois eléctrodos colocados na superfície do betão ou em perfurações executadas com 25mm de profundidade. Obtém-se o teor de humidade que varia com a condutividade eléctrica, sendo a conversão dos valores indicada pelo fabricante do equipamento de medição. Através da conversão dos valores registados pelo aparelho (Figura 4.8), obtém-se o teor de humidade interna do betão. O valor aceitável para o teor de humidade deve estar de acordo com a indicação do fabricante do revestimento, mas é, em geral inferior a 10%.



Figura 4.8 – Aparelho para realização dos testes de resistência eléctrica.

Refira-se que o resultado é influenciado pela composição do betão, e por exemplo, pela presença de armaduras no betão. Também é influenciado pela posição dos eléctrodos no betão (à superfície ou no interior).

4.4.1.4. Impedância eléctrica

Este teste mede a impedância de um sinal eléctrico de baixa frequência, emitido entre dois eléctrodos no equipamento colocado sobre a superfície do betão (Figura 4.9). O campo eléctrico criado pelo aparelho é atenuado pela natureza dieléctrica do betão e da humidade do betão. Estes aparelhos podem fornecer informação útil das diferenças relativas das condições de humidade até uma profundidade de 50 mm. Obtém-se o teor de humidade do betão, que é inversamente proporcional à impedância eléctrica, sendo a conversão dos valores indicada pelo fabricante.



Figura 4.9 – Aparelho para realização dos testes de impedância eléctrica.

4.4.1.5 Teste do Cloreto de Cálcio Anidro – *Moisture Vapor Emission Rate*

Este teste, genericamente designado por MVER consta na ASTM F1869 [34], é o mais correntemente utilizado para avaliação das condições de humidade em pavimentos nos Estados Unidos e recomendado pela RFCI e pelo CRI.

Consiste basicamente na colocação de uma pastilha de cloreto de cálcio anidro (CaCl_2) sobre a superfície de betão (Figura 4.10), durante 72h, após as quais se determina o aumento de peso da pastilha.



Figura 4.10 – Kit do teste de cloreto de cálcio.

Calcula-se a taxa de emissão de vapor de humidade que expressa o volume de humidade libertado através da superfície do betão durante o teste, conforme indicação do fabricante do kit de teste.

Muitos fabricantes de revestimentos e adesivos especificam limites máximos para a libertação de vapor de humidade dos pavimentos de betão, baseados no teste MVER, expresso como o peso da humidade libertada pela superfície em 24 horas ($\mu\text{g}/(\text{s.m}^2)/24\text{h}$). A taxa obtida deve estar de acordo com a indicação do fabricante do revestimento, variando entre 170 e 280 $\mu\text{g}/(\text{s.m}^2)$.

Este teste, apesar de correntemente utilizado, apresenta algumas limitações, nomeadamente o facto de não existirem dados que permitam estabelecer as dimensões do kit, o tempo de exposição, a escolha e a massa do cloreto de cálcio utilizado. O teste determina a porção de humidade próxima da superfície, geralmente dos 12 a 20 mm superiores, mas não fornece informação sobre as condições de humidade em zonas mais profundas da laje. O resultado expressa o fluxo de humidade junto à

superfície do betão, que não é representativo da humidade em cada ponto interior do betão, uma vez que a distribuição da humidade não é uniforme no interior do betão. Por estas razões, os resultados do teste MVER devem ser interpretados com precaução.

4.4.1.6 Medição da Humidade Relativa

Em vários países, as normas para medição da humidade dos pavimentos, desenvolvidas nos anos 80, basearam-se na medição da humidade relativa dentro, ou em equilíbrio com a laje de betão. Para a realização deste teste, de acordo com a ASTM F2170 [35], executam-se furos no betão, com 72 h de antecedência, nos quais serão colocadas sondas à profundidade de 20% ou 40% da espessura do piso (Figura 4.11). Realizam-se medições da humidade relativa com recurso a um higrómetro. Recomenda-se que o valor obtido esteja de acordo com a indicação do fabricante do revestimento. No entanto, a humidade relativa deve ser inferior a 75% - 80% para se poder aplicar um revestimento resiliente ou outro tipo de revestimento sensível à água.



Figura 4.11 – Medição da humidade relativa através de sondas colocadas no interior do betão.

Esta prática oferece algumas vantagens porque, nomeadamente, as sondas podem ser colocadas a qualquer profundidade da laje para determinar a humidade relativa abaixo da superfície ou para determinar o perfil de humidade relativa em função da profundidade.

Este teste tem a desvantagem de ser moroso. São necessárias 16 a 24 h, de modo a garantir a estabilização do ar no interior do betão (depois de ser introduzida a sonda), antes de se efectuarem os registos de humidade relativa.

Considera-se que o equilíbrio de humidade é atingido quando duas leituras, registadas com um intervalo de 24 h, não sofrem alteração.

4.5. TRABALHO EXPERIMENTAL

O reconhecimento da importância de avaliar as condições de humidade em suportes de betão e argamassa, e de procurar estimar o tempo de secagem necessário para que estes suportes atinjam um teor de humidade compatível com a aplicação de revestimentos, justifica que seja efectuada uma comparação entre betões e argamassas produzidas com utilização de agregados leves de cortiça e com outros tipos de agregados leves utilizados correntemente. Para este efeito, definiu-se um programa experimental que permitiu observar, desde a betonagem e ao longo do tempo, a perda de massa motivada por evaporação de água em provetes de betão e argamassa de diversos tipos de agregados leves. A pesquisa bibliográfica permitiu identificar os tipos de agregados leves mais correntemente utilizados (argila expandida e poliestireno expandido). Por isso, neste trabalho, foram fabricadas argamassas em que também se utilizaram estes agregados. Para além do tipo de agregado, a espessura da camada de betão e de argamassa foi outra das variáveis estudadas.

O programa experimental compreendeu duas fases distintas.

Numa primeira fase deste estudo, foram analisados quatro tipos de betões. Três betões continham na sua composição diferentes tipos de agregados leves, respectivamente, granulados de cortiça expandida (BCExp), argila expandida (BAExp), poliestireno (BPExp). Para além dos agregados leves, procurou estudar-se a influência da eventual adição de um introdutor de ar num betão corrente de agregados calcários. Para esse efeito foi produzido também um betão nestas condições (BAER) Todos os betões estudados mantiveram o mesmo traço em peso, cimento/agregados/água.

Numa segunda fase do trabalho, avaliou-se o processo de secagem de vários tipos de argamassas, nas quais a areia foi substituída por agregados leves. Nesta fase do trabalho utilizaram-se os mesmos agregados leves, que na fase anterior. Foram testadas argamassas produzidas com recurso a granulados de cortiça expandida (ACExp), argila expandida (AAExp) e poliestireno (APExp). Produziu-se ainda uma argamassa convencional na qual se inseriu introdutor de ar (AAER), e uma argamassa contendo areia e granulado de poliestireno expandido (AAPExp).

Com o objectivo de avaliar a influência da espessura da camada, no processo de secagem dos betões e argamassas, produziram-se provetes prismáticos com dimensão superficial de $(100 \times 200 \text{ mm}^2)$ e diferentes espessuras (50, 70, 80 e 100 mm). Foram seladas cinco das seis faces dos provetes, tendo o processo de secagem ocorrido apenas pela face superior dos provetes, próximo de uma situação unidireccional.

Os provetes foram submetidos a um longo período de secagem, realizado em condições laboratoriais de temperatura e humidade controladas seguindo o procedimento de ensaio descrito no Ponto 4.5.4. Durante a fase de secagem foi periodicamente determinada a perda de massa dos provetes, e medida a humidade relativa no interior dos betões e das argamassas, através de sondas colocadas no interior dos provetes.

4.5.1. MATERIAIS E COMPOSIÇÃO DOS BETÕES

Todos os betões foram produzidos utilizando, como ligante, o cimento Portland Normal CEM II/B-L 32,5N. Foram utilizados quatro tipos de agregados leves: granulados de cortiça expandida (BCExp), com granulometria das classes 3/5 e 5/10, argila expandida (BAExp), com granulometria da classe 3/8, e granulado de poliestireno (BPExp). Num dos betões (BAER), foi inserida uma dosagem normal de um introdutor de ar Sika AER. A Tabela 4.10 apresenta a composição dos betões estudados e os valores médios obtidos para a massa volúmica e resistência média à compressão, obtida aos 28 dias.

Tabela 4.10 – Composição, massa volúmica e resistência à compressão dos betões.

Constituintes (kg/m ³)	Tipo de Betão			
	BCExp	BAExp	BPExp	BAER
Cimento CEMII/B-L 32,5 N	353	353	353	353
Água	143	143	143	143
Areia	612	612	612	612
Granulado de cortiça 3/5	3,05	-	-	-
Granulado de cortiça 5/10	7,86	-	-	-
Argila expandida da classe 3/8	-	-	58,70	-
Grânulos de poliestireno expandido	-	1,26	-	-
Introdutor de ar, "Sika AER 5"	-	-	-	0,52
Massa Volúmica	1870	1880	1780	1930
Resistência à compressão f_c (MPa)	19,9	26,6	18,9	22,1

4.5.2. MATERIAIS E COMPOSIÇÃO DAS ARGAMASSAS

Num processo semelhante ao adoptado para os betões, todas as argamassas foram também produzidas com cimento Portland Normal CEM II/B-L 32,5N.

Todas as argamassas de agregados leves possuíam relação água/cimento ($a/c=0,5$) e traço volumétrico 1:6, dado ser um traço correntemente utilizado para este tipo de aplicações.

A argamassa AAER é uma argamassa convencional, em que o agregado é areia do rio, na qual foi inserido um introdutor de ar. O traço usado nesta argamassa foi de 1:4, porque a quantidade de cimento requerida para o traço 1:6 seria muito diferente da utilizada nas outras argamassas.

Como agregados leves, foram também utilizados granulados de cortiça expandida com granulometria 3/5 e 5/10 (ACExp), argila expandida com granulometria das classes 2/4 e 3/8 (AAExp) e granulado de poliestireno (APExp).

Na argamassa (AAPExp) foi introduzida areia, uma vez que a argamassa contendo apenas os grânulos de poliestireno (APExp) se desagregava com facilidade, dada a quantidade da pasta de cimento desta argamassa ser insuficiente para a aglutinação de todos os grânulos de poliestireno. Na Tabela 4.11, apresenta-se a composição e os

valores médios obtidos para a massa volúmica e resistência à compressão das argamassas estudadas.

Tabela 4.11 – Composição, massa volúmica e resistência à compressão das argamassas.

Constituintes (kg/m ³)	Tipo de argamassa				
	ACExp	APExp	AAExp	AAER	AAPExp
Cimento CEMII/B-L 32,5 N	341,9	337,8	337,6	317,8	337,8
Água	171,0	168,9	168,8	158,9	168,9
Cortiça de granulado 3/5	25,8	-	-	-	-
Cortiça de granulado 5/10	79,6	-	-	-	-
Grânulos de poliestireno expandido	-	14,5	-	-	12,1
Argila expandida da classe 3/8	-	-	293,0	-	-
Argila expandida da classe 2/4	-	-	130,2	-	-
Introdutor de ar, "Sika AER 5" (l/m ³)	-	-	-	2,2	-
Areia	-	-	-	1561,8	415,0
Massa Volúmica	750,0	450	1160,0	1970,0	930,0
Resistência à compressão f_c (MPa)	1,50	1,30	3,67	11,04	3,04

4.5.3. PREPARAÇÃO DOS PROVETES DE ENSAIO

A execução e tipo de provetes, bem como os procedimentos e condições de ensaio foram semelhantes para os betões e para as argamassas testadas.

Como anteriormente se referiu, foram moldados provetes prismáticos de betão e de argamassa, com dimensão superficial de (100×200 mm²), e com a altura de 50, 70, 80 e 100 mm, respectivamente, para simular camadas com diferentes espessuras (Figura 4.12 a).

Na superfície superior (face exposta) de cada provete foram moldados dois furos (A1 e A2). Esses furos, com 8 mm de diâmetro, foram necessários para posterior colocação das sondas utilizadas na medição da humidade relativa no interior dos betões e das argamassas. Os orifícios A1 possuíam uma profundidade igual a meia-altura dos provetes: 25, 35, 40 e 50 mm respectivamente. A profundidade dos furos A2 foi igual em todos os provetes (25 mm).

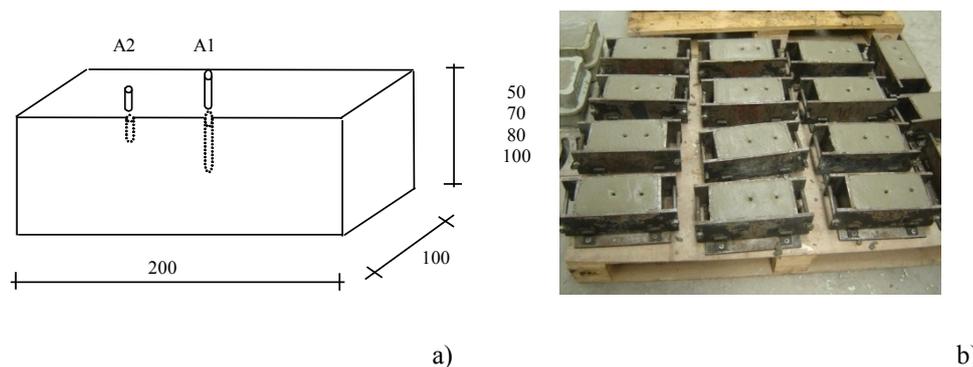


Figura 4.12 – Provetes de ensaio : a) esquema com localização dos furos (dimensões em mm) ; b) provetes de ensaio após moldagem.

Após a moldagem, os provetes permaneceram, durante 24 horas, no interior dos moldes (Figura 4.12 b), em condições laboratoriais de temperatura ($\pm 18\text{ }^{\circ}\text{C}$) e de humidade relativa ($\pm 50\%$) constantes.

Ao fim desse período, os provetes foram removidos dos moldes e revestidos em todas as faces, à excepção da face superior, com película de polietileno. Com esta selagem pretendeu-se garantir que a secagem ocorresse apenas pela face superior dos provetes, originando um fluxo de humidade unidireccional. Os provetes foram depois mantidos, durante o período de ensaio, em condições de temperatura ($20 \pm 1^{\circ}\text{C}$) e de humidade relativa ($50 \pm 2\%$) constantes, numa sala do Laboratório de Geotecnia da FCTUC.

4.5.4. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Para cada condição de ensaio testaram-se dois provetes. Os ensaios consistiram na quantificação periódica da massa dos provetes e na medição da humidade relativa no meio dos provetes e a 2,5 cm de profundidade.

As pesagens foram realizadas numa balança de precisão (0,01g), do tipo KERN 572, que permite pesagens até 12100 g.

A medição da humidade relativa no interior dos provetes realizou-se recorrendo a sondas inseridas nos furos A1 e A2. Utilizaram-se sondas modelo HygroClip HC2-S. Estas sondas possuem um sensor de humidade tipo Rotronic Hygromer® IN-1 que permite medições entre os 0% e 100% de HR e um sensor de temperatura tipo Pt100, 1 / 3 Classe B, com uma gama de medição entre os -50°C e os 100°C .

A verificação da variação da humidade relativa e da temperatura dos provetes foi realizada através de um sistema de aquisição de dados universal modelo Mikromec (Figura 4.13 b), ao qual as sondas estavam conectadas.

Depois das sondas inseridas, tapou-se a zona circundante (ver Figura 4.13 a) para se atingir, o mais depressa possível, equilíbrio de humidade no interior dos furos. Quando os valores assinalados pelo datalogger não apresentavam variação, procedeu-se ao registo da humidade relativa e da temperatura para aquela condição e data de ensaio.

A periodicidade das medições realizadas variou com a idade dos provetes. Até aos 15 dias após a betonagem foram realizadas 3 medições por dia; entre os 15 e os 30 dias foram realizadas medições diárias. Após os 30 dias de idade dos provetes realizou-se apenas uma medição de dois em dois dias. A periodicidade das medições distanciou-se após os 60 dias de idade.

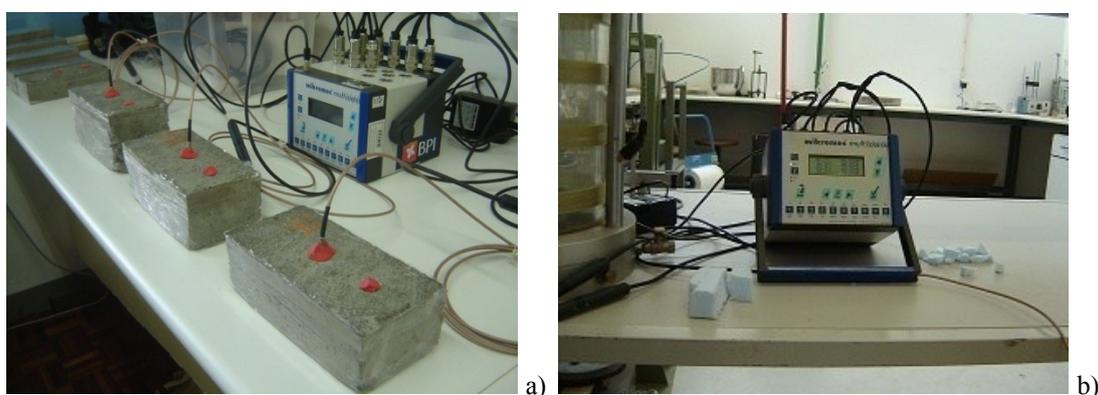


Figura 4.13 – Medição da humidade relativa e da temperatura dos provetes: a) provetes com as sondas colocadas; b) Equipamento de registo da temperatura e humidade relativa.

4.5.5. PARÂMETROS AVALIADOS

Os ensaios laboratoriais realizados permitiram avaliar a perda de massa dos provetes ao longo do processo de secagem, para as várias condições de ensaio. Esta redução na massa representa a quantidade de água perdida por evaporação através da face superior dos provetes.

A perda média da água dos provetes, $\Delta_i P$ expressa em (g), foi determinada recorrendo à expressão (4.3)

$$\Delta_i P = \frac{\sum_{j=1}^{n_i} (P_{i0} - P_{ij})}{n_i} \quad (4.3)$$

onde P_{i0} é o peso inicial do provete de espessura i , em (g), P_{ij} é o peso do provete de espessura i na idade j , em (g) e n_i o nº total de provetes de espessura i . A de perda de água, $\Delta_i P_{\text{per}}$, foi também determinada em termos percentuais, relativamente ao peso inicial dos provetes, pela expressão (4.4).

$$\Delta_i P_{\text{per}} = \sum_{j=1}^{n_i} \left[\frac{(P_{i0} - P_{ij})}{P_{i0}} \right] / n_i \times 100 \quad (4.4)$$

A perda de água superficial, $\Delta_i P_{\text{sup}}$, expressa em (g/cm²) representa a perda de massa pela superfície exposta à secagem, (200cm²). A perda média de água superficial foi determinada pela expressão (4.5):

$$\Delta_i P_{\text{sup}} = \frac{\sum_{j=1}^{n_i} \left[\frac{(P_{i0} - P_{ij})}{200} \right]}{n_i} \quad (4.5)$$

A análise dos valores da perda de massa dos provetes, ao longo do tempo, permitiram a determinação da velocidade de evaporação exibida pelos betões e argamassas estudados.

A velocidade de secagem v , expressa em (g/h) representa a velocidade de evaporação, sendo traduzida pela expressão (4.6), em que t_j corresponde à idade dos provetes (horas). O cálculo da velocidade de secagem, para cada idade dos provetes t_j , foi realizado relativamente à massa inicial do provete, P_{i0} .

$$v = \frac{\Delta P(g)}{t_j} \quad (4.6)$$

A avaliação do processo de secagem é frequentemente efectuada através de um parâmetro designado por taxa de evaporação que representa a velocidade de perda de massa por unidade de área e é expressa $(g/h)/cm^2$.

A quantificação da taxa de evaporação média dos provetes, $\Delta_i Te$ foi calculada através da expressão (4.7):

$$\Delta_i Te((g / cm^2) / h) = \frac{\sum_{j=1}^{n_i} \left[\left(\frac{P_{i0} - P_{ij}}{200} \right) \right] / t_j}{n_i} \quad (4.7)$$

em que P_{i0} , P_{ij} , n_i e t_j mantêm o significado indicado anteriormente.

Simultaneamente com a avaliação da perda de massa por evaporação, foi também quantificada a humidade relativa no interior dos vários provetes de betão e de argamassa. A humidade relativa é um dos parâmetros recomendados para verificar se o estado da humidade do substrato é compatível com a aplicação do revestimento.

4.6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.6.1. BETÕES

Nos betões ensaiados (BCExp, BAExp, BAER e BPExp), avaliou-se a perda de massa, a perda de massa relativamente ao peso inicial, a velocidade de evaporação, a velocidade de perda de massa por unidade de superfície e a variação da humidade relativa registada no meio dos provetes (furos A1) e a 2,5 cm de profundidade (furos A2)

As figuras que constam nas secções seguintes ilustram os resultados obtidos em provetes de diversas espessuras. Nessas figuras, as referências 5E, 7E, 8E e 10E, representam a espessura dos provetes, 5, 7, 8 e 10 cm, respectivamente.

4.6.1.1. Perda de massa dos betões

A Figura 4.14 ilustra a perda de massa média observada, para as diferentes séries de betões testados, ao longo do tempo. Como se pode constatar, nos primeiros dias após

a betonagem, ocorre uma redução de massa mais significativa. Após esta fase inicial, o ritmo da perda de massa vai diminuindo ao longo do tempo.

Verifica-se que, em todos os tipos de betões, a quantidade de água evaporada aumenta com o aumento da espessura dos provetes. Este resultado era esperado, uma vez que a área (200 cm^2) e as condições de evaporação foram iguais para todos os provetes, e que os provetes de maior espessura contêm também uma maior quantidade de água.

Os betões contendo cortiça (BCexp) e os betões com introdutor de ar (BAER) foram os que perderam maior quantidade de água. Nestes betões, o aumento da quantidade de água evaporada com a espessura do provete é mais acentuado do que nos provetes de betão contendo argila expandida (BAExp) e poliestireno (BPExp).

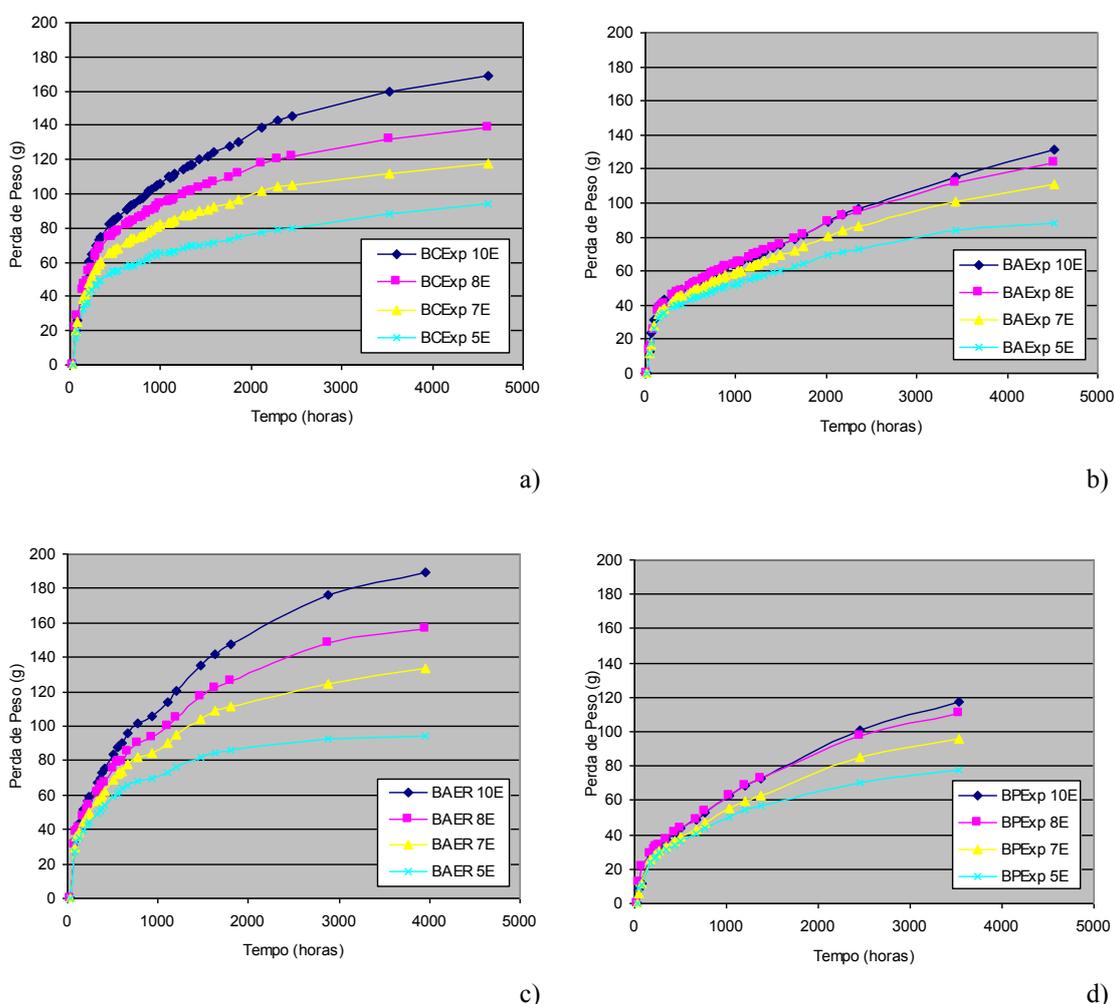


Figura 4.14 – Perda de massa dos betões: a) BCExp; b) BAExp; c) BAER; d) BPExp.

A Figura 4.15 compara a perda de massa dos provetes, para todos os tipos de betões e para duas das espessuras testadas: 5 cm e 10 cm.

Verifica-se que, em ambas as espessuras analisadas, os provetes que perderam mais massa foram os de betão com cortiça (BCExp) e os de betão com introdutor de ar (BAER). As diferenças de perda de massa entre estes betões e os betões que contêm agregados de poliestireno (BPExp) e argila expandida (BAExp) foram mais significativas nos provetes de maior espessura. Ao fim de aproximadamente 170 dias, nos provetes com 10 cm de espessura, a perda de massa total variou entre os 120 g nos betões (BAPExp) e (BAExp), os 160g nos betões (BCExp) e os 185 g nos betões (BAER). Nos provetes com 5 cm de espessura essa variação de massa situou-se apenas entre os 80 e os 95 gramas.

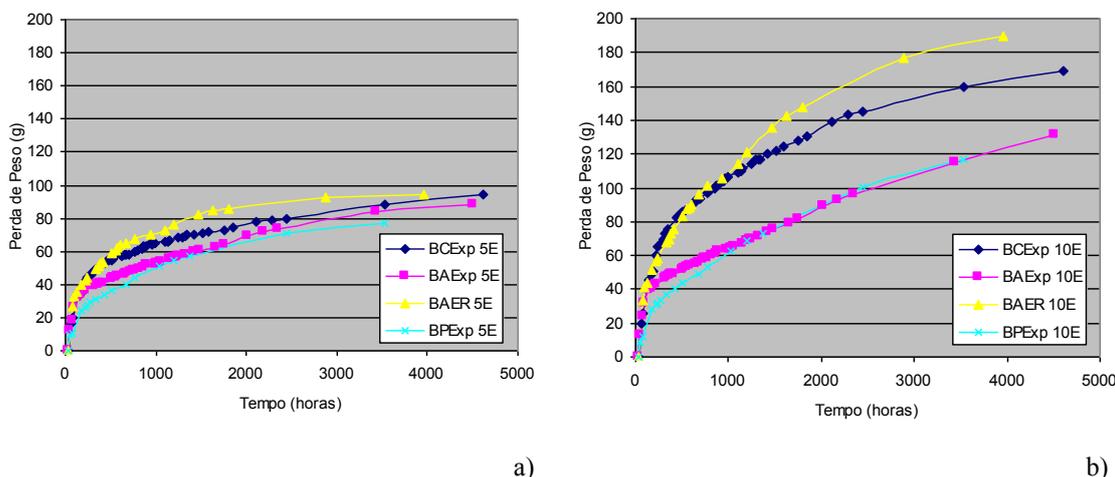


Figura 4.15 – Perda de massa dos betões: a) Provetes com 5 cm de espessura b) Provetes com 10 cm de espessura.

Este aumento da quantidade de água evaporada com a espessura do provete é mais notório nos provetes contendo cortiça expandida (BCExp) e naqueles contendo introdutor de ar (BAER). O resultado obtido para a série (BAExp) é coerente com os resultados descritos por Merikallio et al. [6]. Estas diferenças de comportamento podem atribuir-se ao facto de estes dois tipos de betão serem mais porosos do que os betões (BAExp) e (BPExp). Deste modo, durante a fase de secagem, a humidade presente a maiores profundidades terá maior facilidade em migrar até à superfície [11].

Em termos de perda de água pela superfície constatou-se, ao fim de 4000 h, como seria de esperar, a ocorrência de maiores perdas nos betões (BCExp) e (BAER), 0,8 g/cm² e 1g/cm², enquanto que nos betões (BAExp e BPExp) foi apenas da ordem dos 0,6g/cm².

4.6.1.2. Perda de massa dos betões em relação ao peso inicial (%)

A Figura 4.16 apresenta a perda de água em percentagem da massa dos provetes, para os diferentes betões e condições de ensaio.

Verifica-se que, para todos os tipos de betão ensaiados, os provetes de menor espessura são os que, percentualmente, perdem maior quantidade de água, como seria de esperar. Nos betões que contêm cortiça expandida, a espessura dos provetes demonstra ter pouca influência na percentagem de perda de água ao longo do tempo.

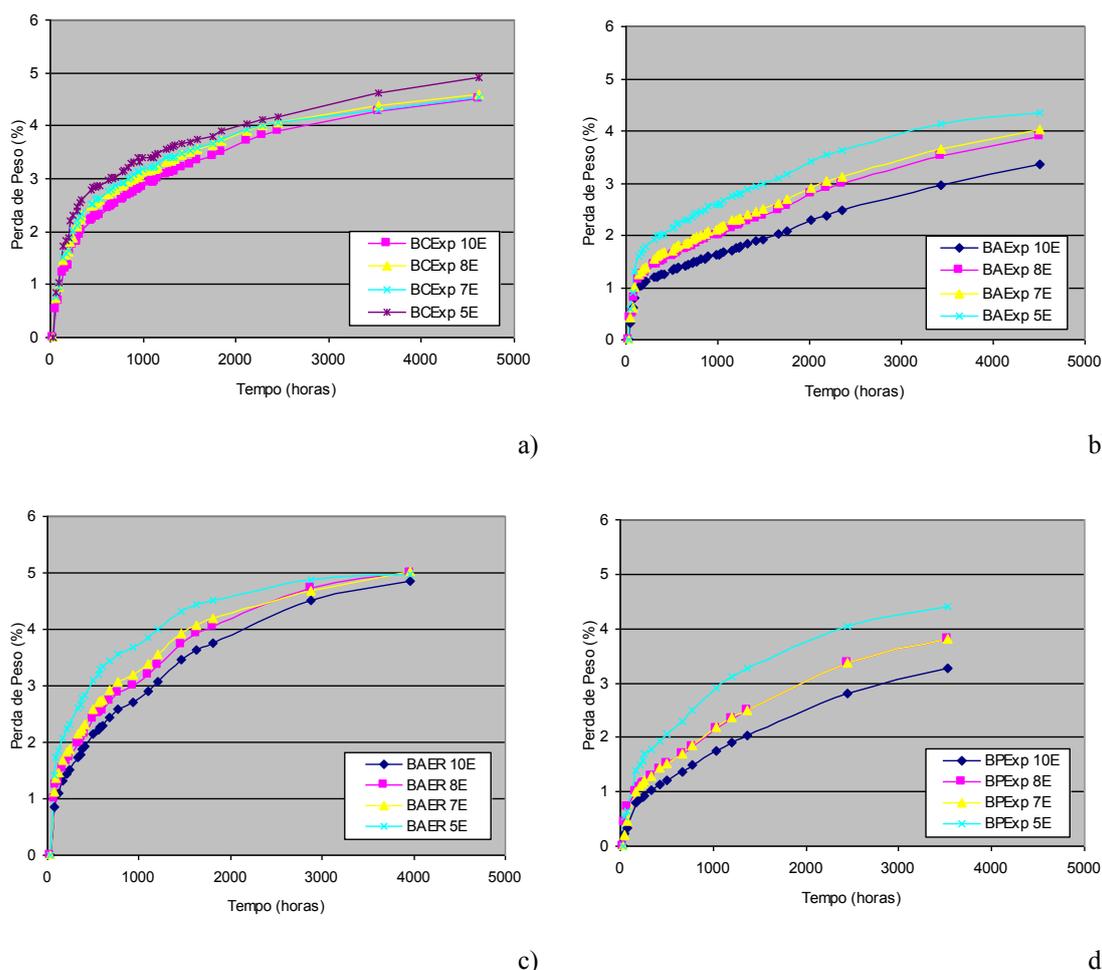


Figura 4.16 – Perda percentual de massa dos betões: a) BCExp ; b) BAExp ; c) BAER ; d) BPExp.

Os betões contendo granulados de argila expandida e granulados de poliestireno, registaram menores percentagens de perda de água. No entanto, para estes betões a espessura dos provetes tem marcada influência na percentagem de água perdida. Sobretudo a partir da fase inicial da secagem, registaram-se diferenças da ordem de 1,5% de percentagem de perda de água entre os provetes de menor e de maior espessura. O betão com introdutor de ar tem, nesta avaliação, um comportamento idêntico ao do betão com cortiça.

A Figura 4.17 compara a perda de água em percentagem da massa dos provetes, para todos os tipos de betões e para duas das espessuras testadas: 5 cm e 10 cm.

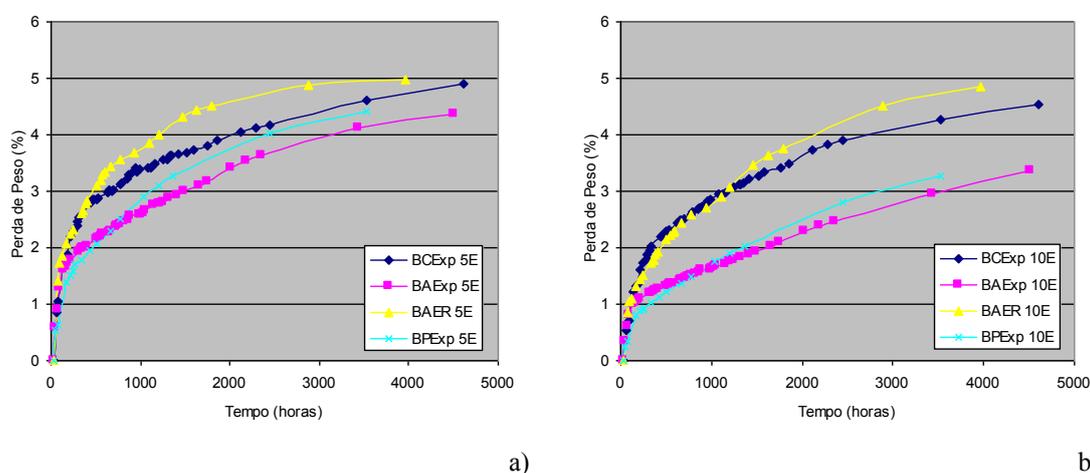


Figura 4.17 – Perda percentual de massa dos betões: a) Provetes com 5 cm de espessura b) Provetes com 10 cm de espessura.

Verifica-se que, no caso dos provetes com espessura de 5 cm, a fase inicial da secagem, em que a velocidade de secagem é mais elevada, se prolonga até os provetes perderem cerca de 1,5 a 2% de massa. No caso dos provetes com 10 cm de espessura, esta fase decorre até se registar uma perda de 1%. Após esta fase inicial, observa-se que, no caso dos provetes com menor espessura os betões (BCExp) e (BAER) apresentam uma perda de massa superior em cerca de 1% em relação aos restantes. Em geral os provetes mais espessos apresentaram variações de massa semelhantes, à exceção dos que contêm poliestireno e argila expandida, cuja perda percentual de massa é inferior às restantes.

4.6.1.3. Velocidade de secagem

A partir dos valores de perda de massa determinados, calculou-se a velocidade de secagem, expressa em gramas de água evaporada por hora, evidenciada pelos diferentes betões. A Figura 4.18 ilustra a velocidade de evaporação observada para todas as condições de ensaio analisadas.

Os resultados apurados permitem verificar que a velocidade de secagem atinge o seu máximo no início do processo de secagem, diminuindo ao longo do tempo.

Dos betões ensaiados, o betão com introdutor de ar (BAER) foi o que apresentou maior velocidade de evaporação inicial (mais de 0,4 g/h). Os betões (BCExp) e (BAExp) apresentam velocidades de evaporação inicial idênticas, de cerca de 0,3 g/h, enquanto o betão contendo grânulos de poliestireno apresenta uma velocidade de evaporação inferior, variando entre 0,1 e 0,3 g/h.

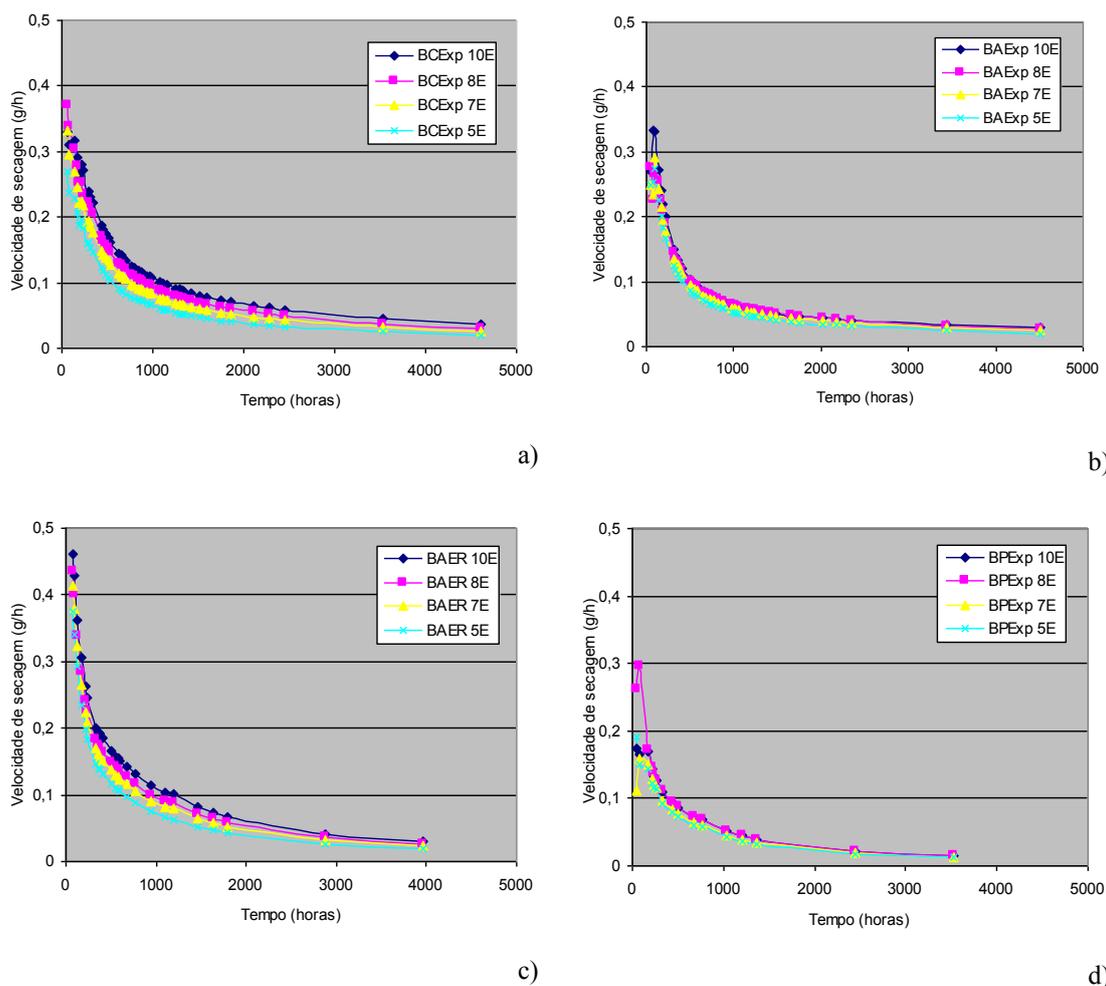


Figura 4.18 – Velocidade de secagem: a) BCExp ; b) BAExp ; c) BAER ; d) BPExp.

Verificou-se que, no caso dos betões (BCExp) e (BAER), a espessura do provete tem alguma influência, resultando em velocidades de evaporação maiores quando a espessura da camada de betão aumenta. Nos outros betões, a influência da espessura não foi tão notória.

A velocidade de secagem tende a diminuir com o tempo. Esta diminuição é mais rápida no caso dos betões (BPExp) e (BAExp), para os quais a velocidade decaiu até 0,1 g/h ao fim de 300 a 400 horas de secagem, respectivamente. Para os betões (BCExp) e (BAER), só acima das 600 horas se registaram velocidades de evaporação inferiores a 0,1 g/h.

Esta menor velocidade inicial de secagem no betão contendo grânulos de poliestireno deverá estar relacionada com uma menor permeabilidade à água por parte deste agregado, que assim contribuirá para uma maior dificuldade na migração da água até à superfície.

A Figura 4.19 compara a velocidade de secagem dos provetes, para todos os tipos de betões e para duas das espessuras testadas: 5 cm e 10 cm.

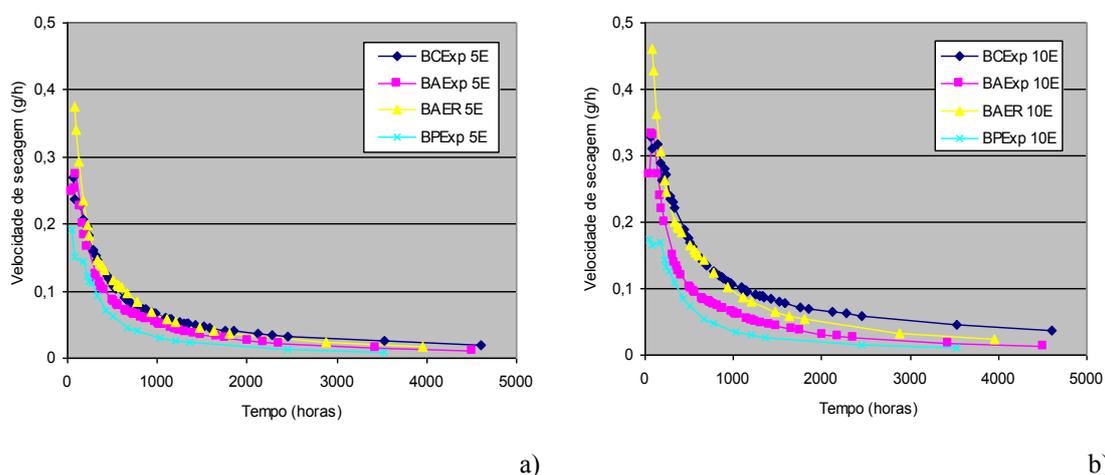


Figura 4.19 – Velocidade de secagem: a) Provetes com 5 cm de espessura; b) Provetes com 10 cm de espessura.

Verifica-se que a velocidade inicial de secagem dos betões é maior nos provetes de maior espessura, à excepção dos betões contendo poliestireno cuja velocidade de secagem não parece depender da espessura do provete. Em ambas as situações os

betões com introdutor de ar são os que registam maiores velocidades de secagem, seguindo-se os betões com argila expandida e o betão com cortiça.

A avaliação do tempo de secagem é frequentemente quantificada através de um parâmetro denominado por taxa de evaporação. Este parâmetro representa a velocidade de perda de massa por unidade de superfície, sendo expresso em $(g/h)/cm^2$, e pode ser determinado dividindo a velocidade de secagem pela área da superfície não selada dos provetes (200 cm^2).

As maiores taxas de evaporação, da ordem dos $0,0024\text{ (g/h)/cm}^2$, registaram-se para os betões (BAER). Os betões (BAExp) e (BPExp) registaram taxas de evaporação semelhantes com um valor máximo de $0,0015\text{ (g/h)/cm}^2$. O betão com cortiça (BCExp) registou uma taxa de evaporação máxima de $0,0018\text{ (g/h)/cm}^2$.

A taxa de evaporação cresce ligeiramente com a espessura dos provetes. Para as duas espessuras testadas, o betão (BAER) é o que apresenta maior variação da taxa de evaporação.

4.6.1.6. Variação de humidade relativa

Paralelamente à avaliação da perda de massa por evaporação, efectuou-se a medição da humidade relativa (HR) no interior dos provetes. A humidade relativa é um dos parâmetros recomendados para verificar se os substratos apresentam condições de humidade adequadas para a colocação de um revestimento de piso.

A Figura 4.20 apresenta os resultados da medição da humidade relativa a uma profundidade igual a metade da espessura dos provetes.

Em todos os provetes, pode constatar-se uma tendência para uma redução progressiva da humidade relativa ao longo do tempo. Em todos os betões, verificou-se que a humidade relativa é mais elevada nos provetes de maior espessura. Este resultado não surpreende, uma vez que a leitura é efectuada a maior profundidade nos provetes mais espessos.

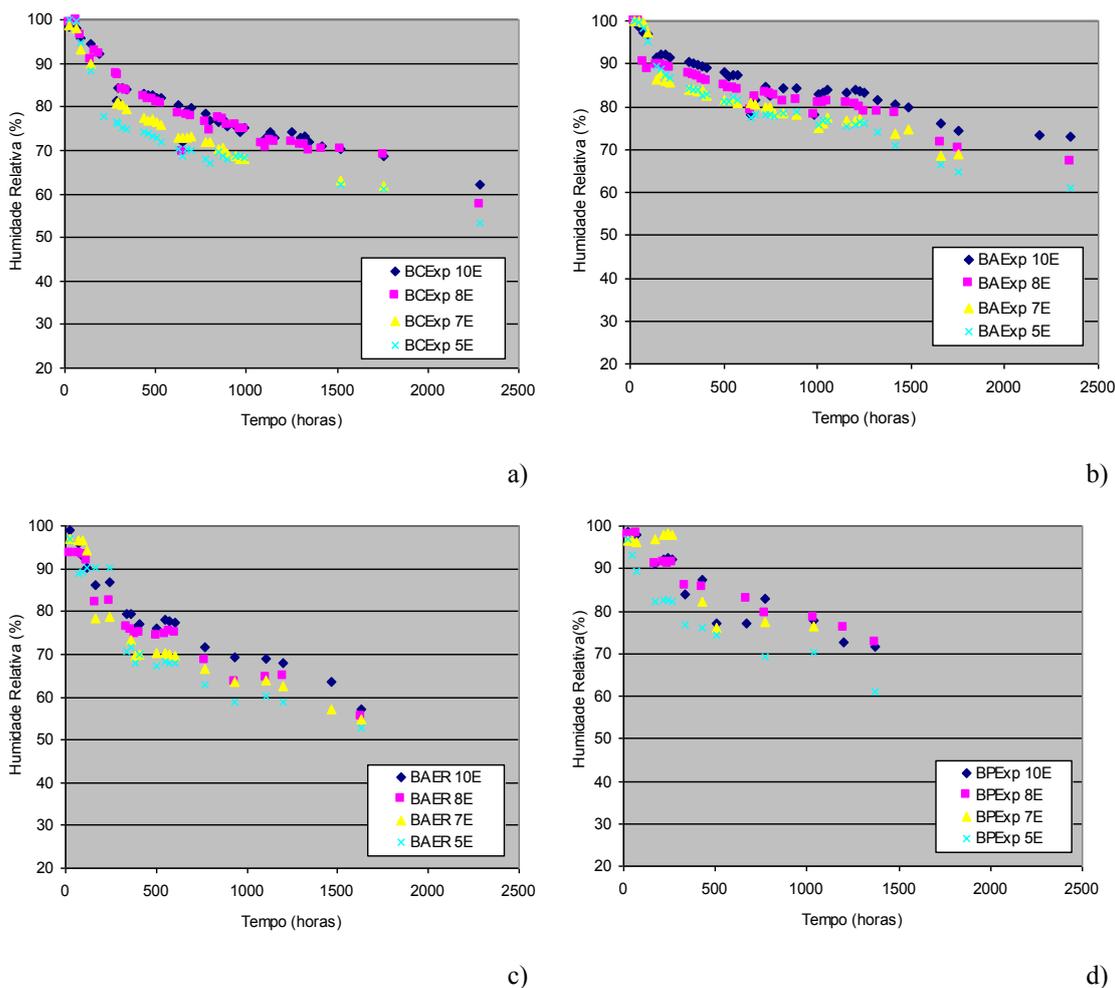


Figura 4.20 – Variação da humidade relativa no interior dos provetes: a) BCExp ; b) BAExp ; c) BAER ; d) BPExp.

As Figuras 4.21 e 4.22 comparam os valores da humidade relativa apresentados por provetes com a mesma espessura, dos diferentes betões. São comparados provetes que apenas diferem entre si pelo tipo de agregado que incorporam.

A Figura 4.21 apresenta os valores da humidade relativa registados a 2,5 cm de profundidade.

Nos provetes com 5 cm de espessura verifica-se que, para a generalidade dos betões, a humidade relativa a uma profundidade de 2,5 cm reduziu abaixo dos 90% em menos de uma semana.

Com excepção do betão com argila expandida (BAExp), ao fim de duas semanas todos apresentavam humidade relativa inferior a 80%, e menos de 70% ao fim de um mês.

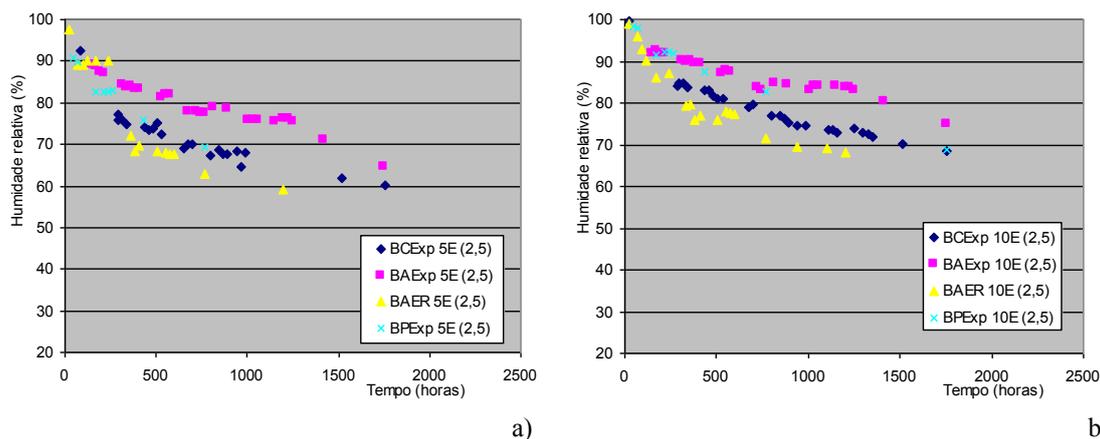


Figura 4.21 – Variação da humidade relativa a 2,5 cm de profundidade em provetes com a mesma espessura: a) 5 cm ; b) 10 cm.

Os betões (BCExp), (BAER) e (BPExp) apresentaram variações de humidade relativa semelhantes, enquanto o betão (BAExp) revelava uma maior dificuldade na diminuição do valor da humidade relativa. De facto, com os registos efectuados até aos 3 meses, no betão (BAExp) a humidade relativa não apresentou valores abaixo dos 70% nos provetes de maior espessura e de 60% nos provetes com 5 cm de espessura. A Figura 4.22 apresenta os valores da humidade relativa registados a meia profundidade dos provetes.

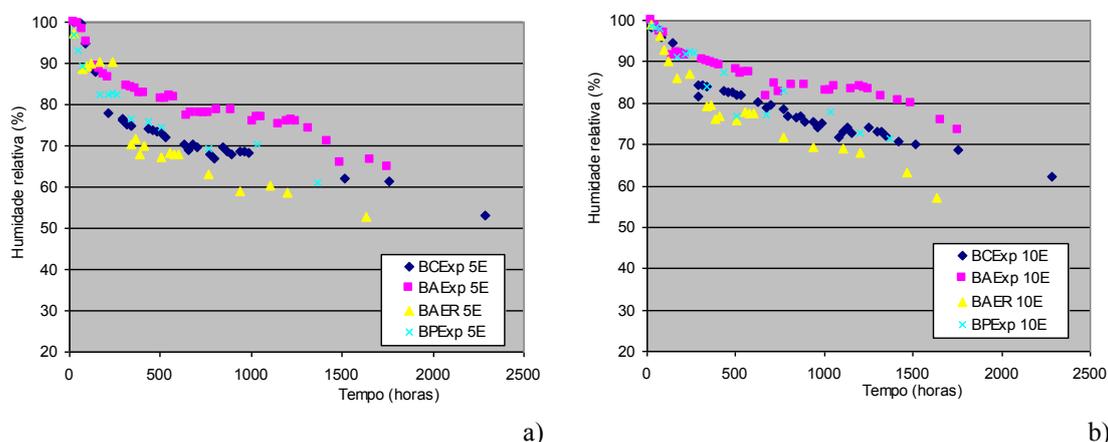


Figura 4.22 – Variação da humidade relativa no meio dos provetes com a mesma espessura: a) 5 cm ; b) 10 cm.

Para os provetes com 10 cm de espessura, as leituras foram efectuadas a uma profundidade de 5 cm. Também nesta situação se verifica uma tendência para o decréscimo da humidade relativa ao longo do tempo, com os provetes dos betões (BACExp) e (BAER) a revelarem maior facilidade na diminuição de humidade relativa.

4.6.3. ARGAMASSAS

Nas argamassas testadas (ACExp, AAExp, APExp e AAPExp) foram avaliadas, seguindo os mesmos procedimentos de ensaio utilizados nos betões, a perda de massa, a perda de massa relativamente ao peso inicial, a velocidade de evaporação, a velocidade de perda de massa por unidade de superfície e a variação da humidade relativa no interior dos provetes, registada a 2,5 cm de profundidade e no meio dos provetes. As figuras seguintes ilustram os resultados obtidos em provetes de diversas espessuras. Nessas figuras, as referências, 5E, 7E, 8E e 10E, representam a espessura dos provetes, 5, 7, 8 e 10 cm, respectivamente.

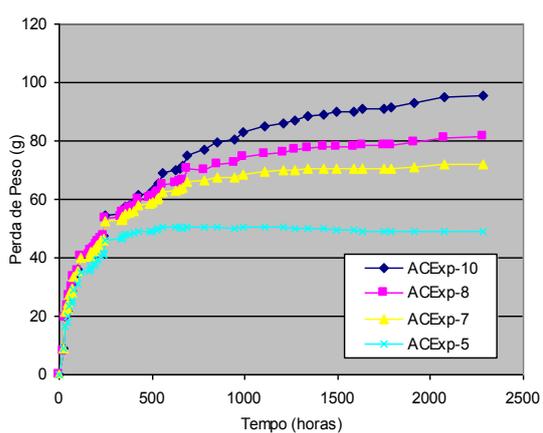
4.6.3.1. Perda de massa das argamassas

A Figura 4.23 ilustra a perda de massa média observada, para as diferentes séries de argamassas testadas, ao longo do tempo.

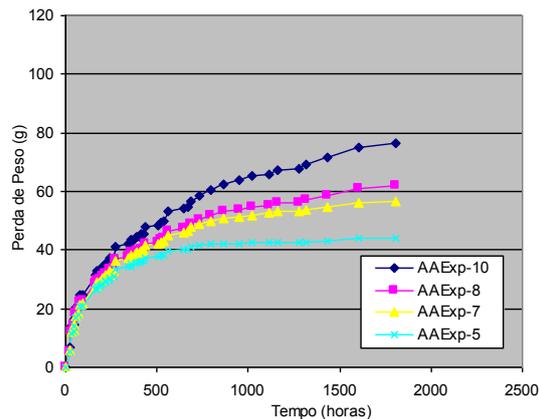
Verifica-se, em todos os tipos de argamassas, que a perda de água aumenta com a espessura dos provetes. Este resultado confirma o estudo realizado com os betões, descrito anteriormente. Provetes com maior espessura têm maior quantidade de água no seu interior e, por isso, naturalmente tendem a perder mais água.

Aos três meses, a argamassa com cortiça (ACExp) registou a maior perda de massa, 100 g. As argamassas com introdutor de ar (AAER) e com argila expandida (APExp), registaram perdas semelhantes, da ordem dos 80g. A argamassa com poliestireno (APExp) e a argamassa com poliestireno e areia (AAPExp) registaram uma perda máxima inferior a 60g.

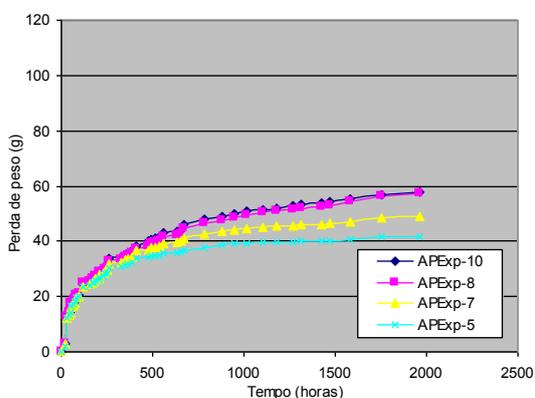
Após o período inicial de secagem, a influência da espessura dos provetes na quantidade de água evaporada é mais significativa na argamassa contendo cortiça, para a qual se regista uma diferença de 50g, seguindo-se as argamassas com argila expandida e com introdutor de ar, em que a diferença se situa nos 30g. Nas argamassas contendo poliestireno, essa diferença é de apenas 15g.



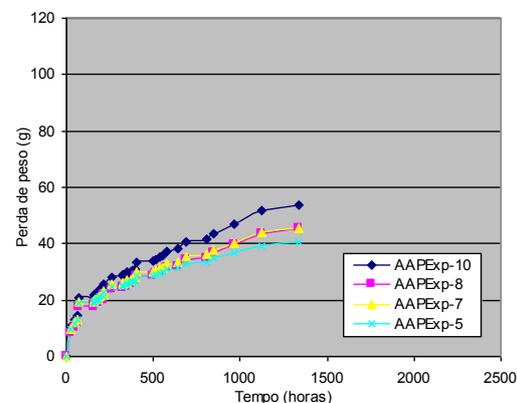
a)



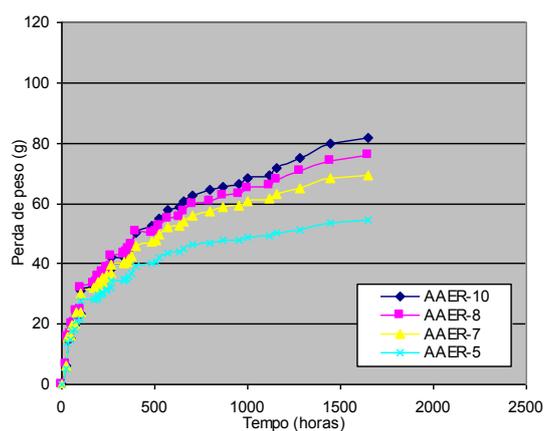
b)



c)



d)



e)

Figura 4.23 – Perda de massa das argamassas: a) AACExp ; b) AAExp ; c) APExp; d) AAPExp; e) AAER.

A Figura 4.24, ilustra a perda de massa em provetes com a mesma espessura, 5 cm e 10 cm respectivamente, para todos os tipos de argamassas estudadas.

Da análise desta figura pode concluir-se que, para as duas espessuras estudadas, as argamassas contendo cortiça (ACExp) e a argamassa com introdutor de ar (AAER) foram efectivamente aquelas que perderam mais massa, seguindo-se a argamassa contendo argila expandida (APExp).

Nos provetes de menor espessura, a perda de massa nas argamassas com poliestireno (APExp) e (AAPExp) foi muito semelhante. No entanto, a espessura dos provetes influencia a perda de massa nestas argamassas, uma vez que nos provetes de 10 cm de espessura as argamassas que contêm poliestireno e areia registaram, ao fim de aproximadamente dois meses, uma diferença próxima dos 20g.

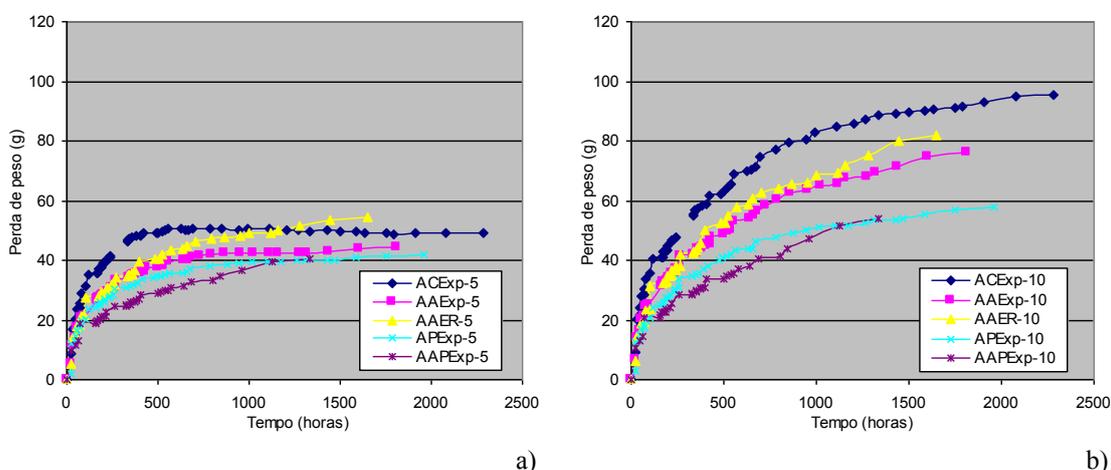


Figura 4.24 – Perda de massa das argamassas em provetes com a mesma espessura: a) 5 cm; b) 10 cm.

Quando se analisa comparativamente a perda de água pela superfície, ao fim de 1500 horas de ensaio, verifica-se que as argamassas contendo cortiça e introdutor de ar apresentaram as perdas máximas $0,45 \text{ g/cm}^2$ e $0,40 \text{ g/cm}^2$, respectivamente. Nas outras argamassas, as perdas pela superfície foram da ordem dos $0,30 \text{ g/cm}^2$ para as argamassas com poliestireno e $0,35 \text{ g/cm}^2$ para a argamassa com argila expandida.

4.6.3.2. Perda de massa das argamassas em relação ao peso inicial (%)

A Figura 4.25, ilustra a perda de água em percentagem da massa inicial dos provetes para as diferentes argamassas estudadas.

Relativamente à percentagem de perda de peso, as argamassas contendo cortiça e poliestireno são as que registam maiores valores, cerca de 12% aos 3 meses. As argamassas contendo argila expandida e poliestireno com areia têm perdas

semelhantes (4 a 6%). A argamassa com introdutor de ar foi a que, percentualmente, registou menor perda de massa, cerca de 2% aproximadamente.

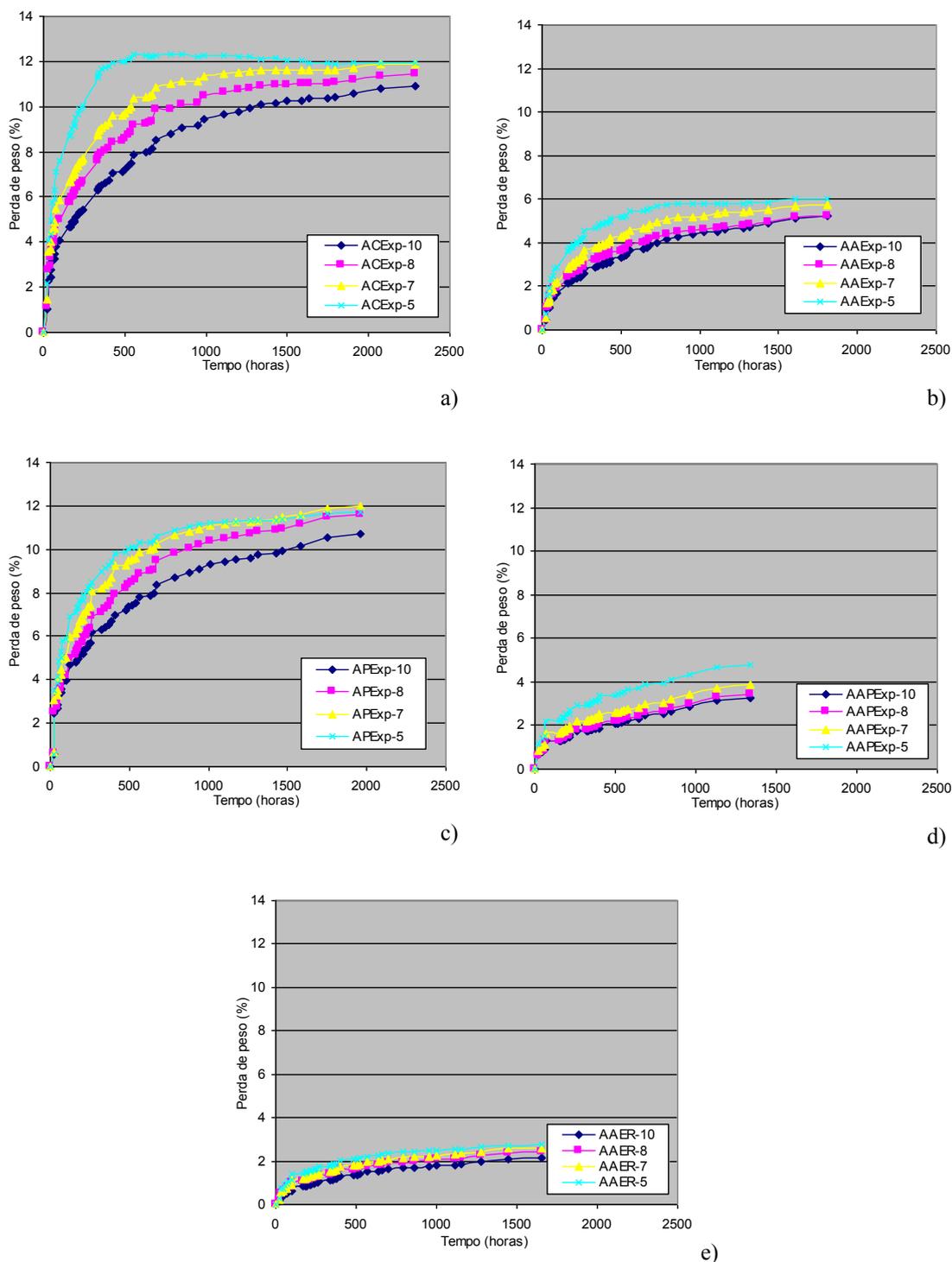


Figura 4.25 – Perda de massa das argamassas em percentagem relativa ao peso inicial: a) AACExp ; b) AAExp ; c) APExp; d) AAPExp; e) AAER.

Verifica-se que, nas argamassas (ACExp), (APExp) e (AAExp) a espessura dos provetes influencia a perda de massa. Este facto não é tão relevante nas argamassas (AAPExp) e (AAER).

Verifica-se ainda a influência da areia nas argamassas que contêm poliestireno. Nas argamassas (AAPExp), a percentagem de perda de água é nitidamente menor e ocorre, logo desde o início, de forma continuada em todos os provetes.

A Figura 4.26 ilustra a perda de massa das argamassas, em percentagem, em provetes com a mesma espessura: 5 e 10 cm respectivamente

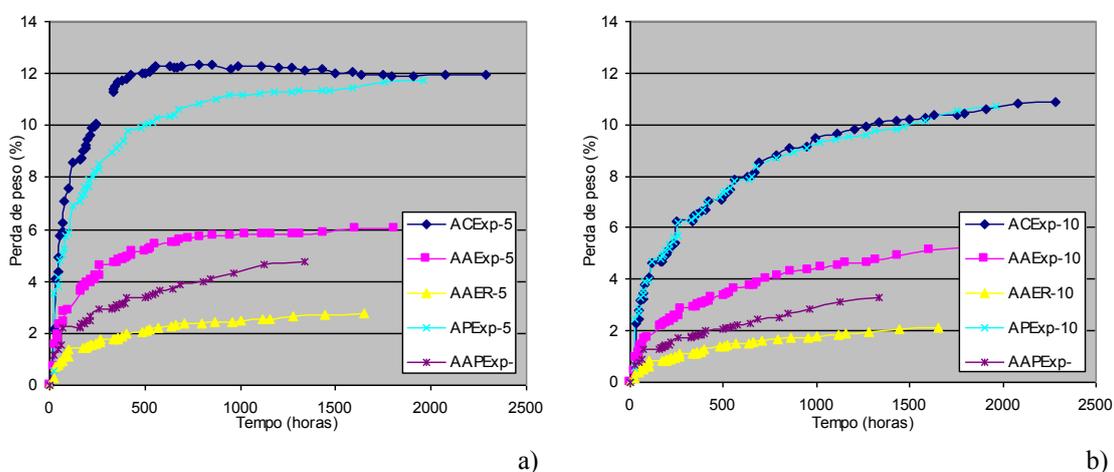


Figura 4.26 – Perda de massa das argamassas, em percentagem relativa ao peso inicial, em provetes com a mesma espessura: a) 5 cm; b) 10 cm.

Quando se analisa a percentagem de perda de massa, os provetes de menor espessura registaram maior percentagem de perda de massa na fase inicial da secagem.

4.6.3.3. Velocidade de secagem

A Figura 4.27 ilustra a velocidade de secagem observada nas diversas argamassas, para todas as condições de ensaio.

A argamassa contendo cortiça (ACExp) foi a que registou maior velocidade de secagem perdendo, na fase inicial, cerca de 0,35 (g/h). As argamassas (APExp) e (AAER) registaram velocidades de secagem da ordem dos 0,25 (g/h). As argamassas (AAExp) e (AAPExp) tiveram um comportamento semelhante.

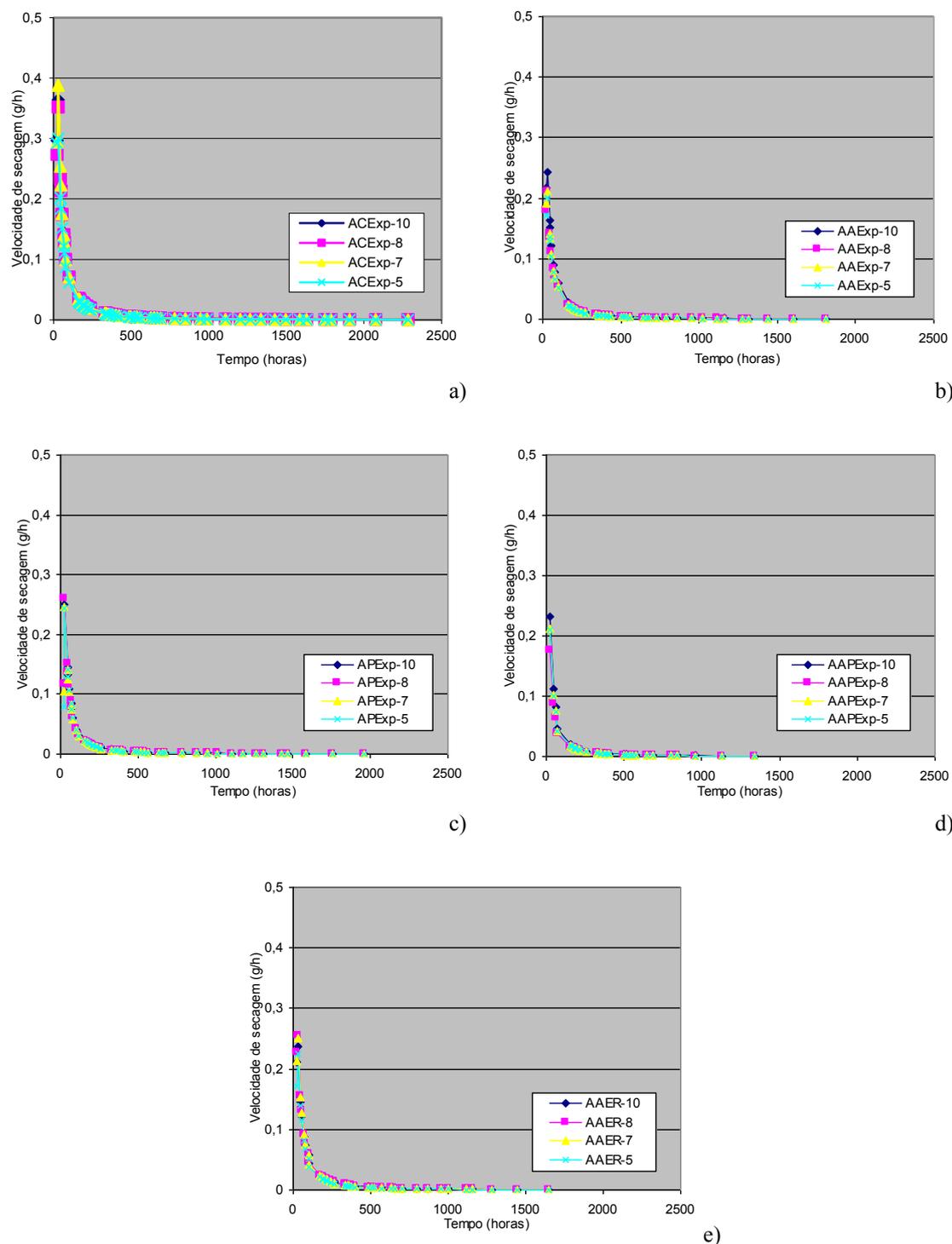


Figura 4.27 – Velocidade de secagem das argamassas: a) AACExp ; b) AAExp ; c) APExp; d) AAPExp; e) AAER.

A Figura 4.28, compara a velocidade de secagem dos provetes, para todos os tipos de argamassas e para duas das espessuras testadas: 5 e 10 cm, respectivamente.

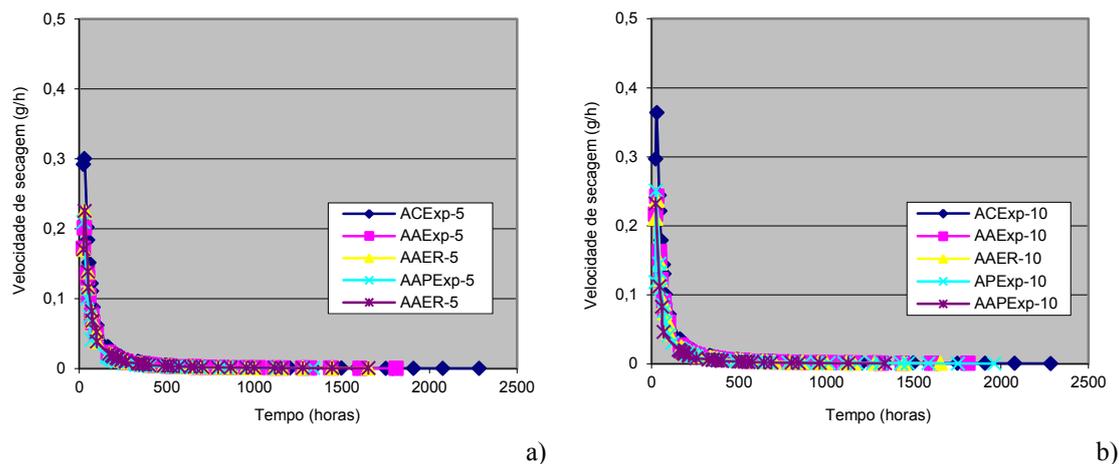


Figura 4.28 – Velocidade de secagem, em provetes com a mesma espessura: a) 5 cm; b) 10 cm.

Calculada a taxa de evaporação verificou-se que a argamassa com cortiça (ACExp) apresenta uma taxa de evaporação inicial nitidamente superior às outras argamassas ($0,002 \text{ (g/h)/cm}^2$).

As argamassas (AAExp) e (AAER) registaram taxas de evaporação idênticas da ordem dos ($0,0015 \text{ (g/h)/cm}^2$). As menores taxas de evaporação registaram-se nas argamassas com granulados de poliestireno, tendo a argamassa (AAPExp), que também contém areia, aquela em que se verificaram as menores taxas de evaporação, sempre inferiores a ($0,0012 \text{ (g/h)/cm}^2$).

4.6.3.6. Variação da humidade relativa

Paralelamente com a avaliação da perda de massa por evaporação, efectuou-se também a medição da humidade relativa (HR) no interior dos provetes, procedendo-se de modo idêntico ao praticado com os betões.

A Figura 4.29 apresenta os resultados da medição da humidade relativa registada a uma profundidade igual a metade da espessura dos provetes.

Como seria de esperar, verifica-se um decréscimo da humidade relativa ao longo do tempo, mais acentuado no período correspondente aos primeiros cinco dias de secagem.

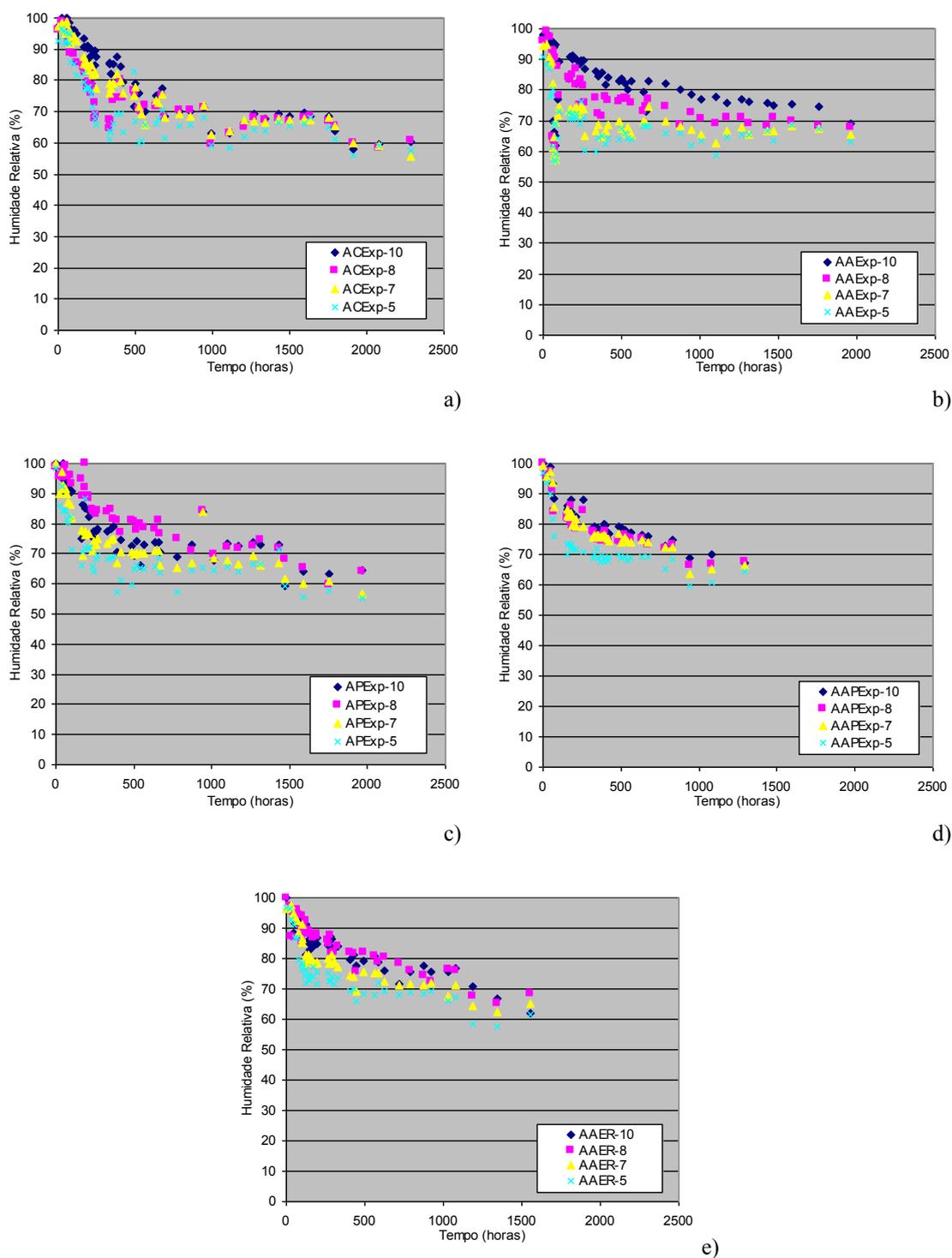


Figura 4.29 – Variação da humidade relativa: a) AACExp ; b) AAExp ; c) APExp; d) AAPExp; e) AAER.

A Figura 4.30 compara os valores da humidade relativa, registados a meia profundidade, apresentados por provetes com a mesma espessura das diferentes argamassas.

Ao fim de duas semanas, para todas as condições de ensaio e em todos os tipos de argamassas testadas, verificou-se um valor da humidade relativa próximo dos 80%. Contudo, é necessário mais tempo para que a humidade relativa se circunscreva abaixo dos 70%: cerca de 50 dias para as argamassas mais espessas enquanto que, para os provetes com 5 cm de espessura esse valor é atingido mais cedo, por volta dos 30 dias.

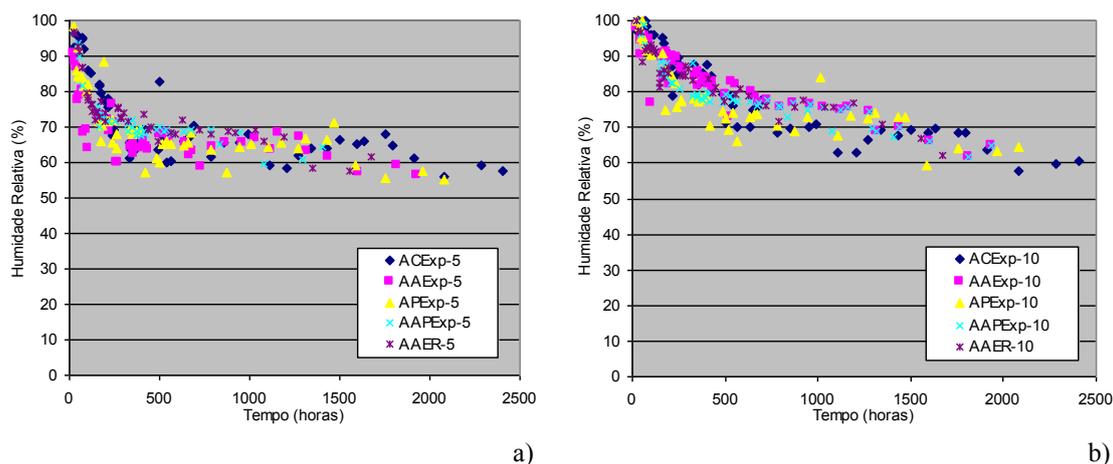


Figura 4.30 – Variação da humidade relativa em provetes com a mesma espessura: a) 5 cm; b) 10 cm.

A Figura 4.31 compara os valores da humidade relativa, registados a 2,5 cm de profundidade, apresentados por provetes com a mesma espessura das diferentes argamassas.

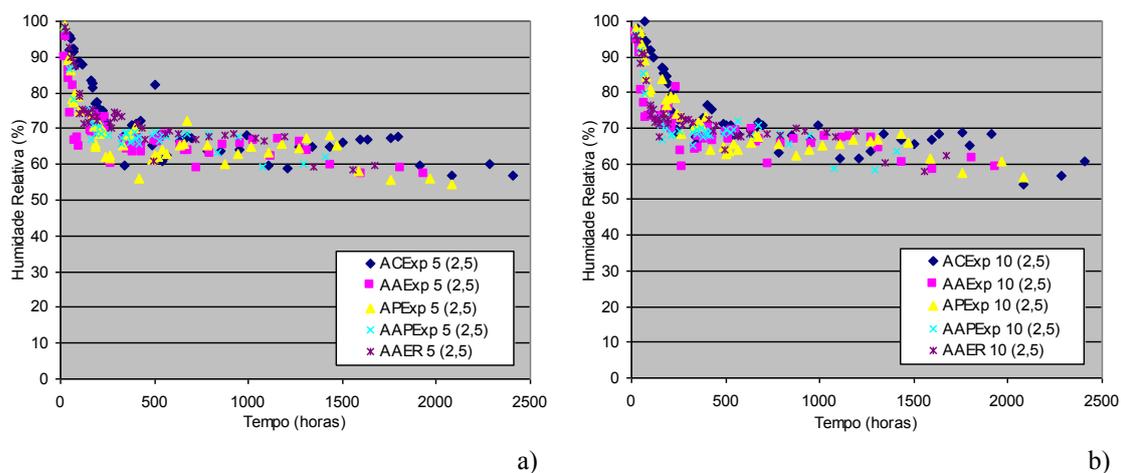


Figura 4.31 – Variação da humidade relativa, registada a 2,5 cm de profundidade, em provetes com a mesma espessura: a) 5 cm; b) 10 cm.

4.7. Conclusões

O presente Capítulo teve como objectivo estudar o processo de secagem de betões e de argamassas contendo diferentes tipos de agregados leves (granulado de cortiça expandida, argila expandida, poliestireno expandido), procurando-se identificar eventuais diferenças nos seus tempos de secagem.

A espessura da camada de betão e de argamassa dos provetes foi uma das variáveis consideradas, tendo sido estudadas espessuras de 5, 7, 8 e 10 cm.

Efectuaram-se testes laboratoriais que procuraram quantificar a água libertada ao longo do processo de secagem e o ritmo a que ocorria a secagem. Paralelamente, avaliou-se o valor da humidade relativa no interior dos provetes de betão durante o período de secagem.

Os betões com cortiça (BCExp) e com introdutor de ar (BAER) registaram idênticas perdas de peso, sendo superiores às observadas para os outros tipos de betões. Portanto, estes betões, libertaram mais água. O betão com poliestireno foi o que perdeu menos peso e conseqüentemente o que libertou menos água.

Em todos os betões, a perda de peso dos provetes com 10cm de espessura foi substancialmente superior à dos provetes com menor espessura. Este facto foi particularmente evidente nos betões com cortiça e com introdutor de ar. No caso dos provetes com argila expandida e com poliestireno, as diferenças entre a perda de peso para as várias espessuras foi pouco significativa.

A velocidade de evaporação inicial ($\text{g/h}/\text{cm}^2$) no betão com introdutor de ar foi a mais elevada, sendo seguida pelo betão com cortiça e com argila. O betão com poliestireno apresentou a velocidade de evaporação mais reduzida. A velocidade de evaporação tem tendência para reduzir ao longo do tempo em todos os provetes ensaiados. Verificou-se que, no betão com poliestireno, existe um período inicial (aproximadamente uma semana) em que a velocidade de evaporação é praticamente constante. A existência deste período inicial, neste tipo de betões, foi também identificada por Selih et al. [5]. Nos restantes betões contendo agregados leves, também se encontra presente este patamar durante as primeiras horas, embora não seja tão nítido. As curvas referentes ao betão que contém introdutor de ar, não apresentam este período inicial de evaporação constante.

A humidade relativa a meia espessura em todos os provetes, ao fim de uma semana, era superior a 80%. A diminuição de humidade nos provetes contendo argila expandida e poliestireno é mais lenta do que nos provetes contendo cortiça e introdutor de ar. Verificou-se que, para todos os tipos de argamassas, os provetes com maior espessura perderam maior quantidade de água; à semelhança do que também ocorreu para os betões estudados. Provetes com maior espessura contêm maior quantidade de água no seu interior e, por isso, naturalmente perdem mais água.

A argamassa com cortiça (ACExp) foi a que perdeu mais água pela superfície. A argamassa com poliestireno e areia (AAPExp) foi a que registou menor perda superficial. Isto poderá dever-se ao facto de os grânulos de cortiça serem absorventes e a argamassa com cortiça ser porosa, enquanto que os grânulos de poliestireno são mais impermeáveis. Por outro lado, além do granulado de poliestireno, a argamassa contém areia, o que a torna menos porosa e dificulta a evaporação da água.

O valor médio da percentagem de perda de água nas argamassas (AAExp), (AAPExp) e (AAER) foi sempre igual ou inferior a 6%. Esta circunstância poderá dever-se, no caso da argamassa (AAExp) ao facto da argila expandida absorver grande quantidade de água da amassadura para o interior dos seus poros, levando mais tempo a libertá-la. Nas argamassas (ACExp) e (APExp), o valor médio da percentagem de perda de água foi francamente maior, da ordem dos 12%.

A variação da taxa de evaporação é elevada nos primeiros 15 dias. A argamassa contendo cortiça (ACExp) foi a que registou maior taxa de evaporação em todas as espessuras testadas.

O trabalho realizado permitiu verificar que a velocidade de secagem, quer dos betões quer das argamassas, depende da espessura do elemento e do tipo de agregado leve incorporado na composição.

As argamassas e betões que contêm cortiça como agregado registaram maiores velocidades de secagem comparativamente às argamassas e betões que contêm argila expandida e poliestireno. Estas argamassas atingem teores de humidade relativa entre os 80% e os 70% (medida a 2,5 cm de profundidade) mais rapidamente que as outras argamassas, pelo que permitirão antecipar a aplicação dos revestimentos de piso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Kanare, H.M., (2008) "Concrete Floors and Moisture", Engineering Bulletin 119, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, and National Ready Mixed Concrete Association, Silver, Spring, Maryland, USA, 176 p.
- [2] Anderberg, A., Wadsö, I., (2007) "Drying and Hydratation of Cement Based Self-Leveling Flooring Compounds", Drying Technology Journal, Vol. 25, No.12, pag. 1995-2003.
- [3] Persson, B., (2002) "Compatibility between flooring materials and concrete", Materials and Structures, Vol. 35, No. 3, pag. 170-182.
- [4] Lopes, E.M., Barros, M.M.S.B., (2004) "Influência da Humidade do substrato no desempenho de revestimento de piso de edifícios", Tese de Mestrado, Universidade de S. Paulo, Brasil, Escola Politécnica.
- [5] Nilsson, L. O., (1977) "Moisture Problems at Concrete Floors", Lund Institute of Technology, Report TVBM-3002, Sweden, 188 p.[6]Suprenant, B.A., (1997) "Moisture Movement Through Concrete Slabs", Concrete Construction, Vol. 42, No. 11, pag. 879-885.
- [7] Brewer, H.W, (1965), "Moisture Migration - Concrete Slab-on-ground Construction", Journal of the PCA, Research and Development Laboratories, Vol. 7, No. 2, pag. 2-17.
- [8] Parrot, L.J., (1991) "Factors influencing relative humidity in concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 43, No. 154, pag. 45-52.
- [9] Topçu, I. B., Elgün, V. B., (2004) "Influence of concrete properties on bleeding and evaporation", Concrete Research, Vol. 34, No. 2, pag. 275-281.
- [10] Selih, J.; Bremner, T.W., (1996) "Drying of saturated lightweighth concrete: an experimental investigation", Materials and Structures, Vol. 29, No.7, pag. 401-405.
- [11] Akita, H.; Fujiwara, T.; Ozaka, Y., (1997) "A practical procedure for the analysis of moisture transfer within concrete during drying", Magazine of Concrete Research, Vol. 49, No. 179, pag. 129-137.

- [12] Merikallio, T.; Mannonen, T.; Pentalla, V., (1996) "Drying of lightweight concrete Produced from crushed expanded clay aggregates", *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 9, pag. 1423-1433.
- [13] Kim, J.; Lee, C., (1999) "Moisture diffusion of concrete considering self-desiccation at early ages", *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 12, pag. 1921-1927.
- [14] West, R.P.; Holmes, N., (2005) "Predicting moisture movement during the drying of concrete floors using finite elements", *Construction and Building Materials*, Vol. 19, No. 9, pag. 674-681.
- [15] Jiang, Z.; Sun, Z.; Wang, P., (2006) "Internal relative humidity distribution in high-performance cement paste due to moisture diffusion and self-desiccation", *Cement and Concrete Research*, Vol.36, No. 2, pag. 320-325.
- [16] El-Dieb, A.S., (2007) "Self-curing concrete: Water retention, hydration and moisture transport", *Construction and Building Materials*, Vol. 21, No. 6, pag. 1282-1287.
- [17] Abd El-Razek, M.M, Abo-El-Enein, S.A., (1999) "Moisture performance through fresh concrete at different environmental conditions", *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 11, pag. 1819-1825.
- [18] Babu, D.S.; Babu, K.N.; Tiong-Huan, W., (2006) "Effect of polystyrene aggregate size on strength and moisture migration characteristics of lightweight concrete", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 28, No. 6, pag. 520-527.
- [19] Rantala b, J., Leivo, V., (2009) "Drying of in situ cast concrete ground slabs and covering criteria", *Building and Environment*, Vol. 44, No. 3, pag. 331-337.
- [20] ASTM E 1907-97 (1997) – Standard Practices for Determining Moisture-Related Acceptability of Concrete Floors to Receive Moisture Sensitive Finishes.
- [21] Nascimento, J.M., (1995) "Bases de assentamento de revestimentos de piso resilientes", ITE 38, LNEC, Lisboa.

- [22] DTU 52.1 (2003) "Travaux de bâtiment revêtements de sol scellés partie 1 : cahier des clauses techniques", AFNOR.
- [23] Hedenblad, G., (1998) "Concrete Drying Time – Predict concrete drying times before placing floor coverings", Concrete Technology Today, PL982, Portland Cement Association.
- [24] BS 8203: Part 1, (1996) "Installation of Resilient Floors Coverings", London, British Standards Institution.
- [25] Bissonnette, B., Pierre, P., Pigeon, M., (1999) "Influence of key parameters of shrinkage of cementitious materials", Cement and Concrete Research, Vol.29, No. 10, pag. 1655-1662.
- [26] Hedenblad, G., (2001) "Measurement of moisture in high performance concrete", Lund Institute of Technology, Division of Building Materials, Sweden, pag. 31-45.
- [27] Beyea, S.D., (1998) "Magnetic Resonance Imaging and Moisture Content Profiles of Drying Concrete", Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 3, pag. 453-463.
- [28] Persson, B., (2001) "A NORDTEST method for verification of self-desiccation in concrete", Cement and Concrete Research, Vol. 31, No. 2, pag. 199-203.
- [29] Wang, J., et al., (1994) "Membrane Curing of Concrete: Moisture Loss", Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 8, pag. 1463-1474.
- [30] Andrade, C., Sarria, J., Alonso, C., (1999) "Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering", Cement and Concrete Research, Vol. 29, No. 8, pag. 1249-1259.
- [31] Terrill, J. M., et al., (1986) "Non-linear moisture profiles and shrinkage in concrete members", Magazine of Concrete Research, Vol. 38, No. 137, 1986, pag. 220-225.
- [32] NT BUILD 439 (1995) "Concrete; Hardened: Relative Humidity Measured in Drilled Holes", Nordtest Method, Espoo, Finland.

- [33] ASTM D4263 – 83 (2005) “Standard Test Method for Indicating Moisture in Concrete by the Plastic Sheet Method”.
- [34] ASTM F1869 – 04 (2004) “Standard Test Method for Measuring Moisture Vapor Emission Rate of Concrete Subfloor Using Anhydrous Calcium Chloride”.
- [35] ASTM F2170 – 02 (2002) “Standard Test Method for Determining Relative Humidity in Concrete Floor Slabs Using in situ Probes”.

5. COMPORTAMENTO DO BETÃO FACE ÀS ACÇÕES DE GELO-DEGELO

5.1 INTRODUÇÃO

Um projecto de uma estrutura de betão armado deve ser executado de modo a garantir que os elementos de betão armado têm resistência suficiente para resistir às solicitações mecânicas previstas com durabilidade adequada. Esse projecto não consiste apenas na definição das características geométricas dos elementos estruturais mas também na selecção de materiais com características físicas e mecânicas compatíveis com o desempenho esperado para os elementos a construir.

Contudo, os esforços mecânicos não são as únicas solicitações que o betão sofre durante a sua vida útil. As superfícies de betão estão sujeitas à influência de diversas agressões climáticas e químicas, tais como a variação da temperatura, humidade, dióxido de carbono e cloretos que conduzem à degradação do betão e à deterioração da estrutura e que, portanto, condicionam a sua durabilidade.

Um dos factores que acelera o processo de degradação dos elementos de betão é a ocorrência de ciclos de gelo-degelo. Este fenómeno está relacionado com a acção combinada da temperatura e humidade, sendo um fenómeno característico de regiões com climas frios.

O betão, como um meio poroso, absorve água na presença de humidade. Se a temperatura descer abaixo dos 0 °C, a água absorvida congelará no interior do betão. A água expande, gerando tensões internas no betão. A repetição dos ciclos de gelo-degelo causa uma progressiva degradação do betão, com dois tipos de danos: degradação superficial, designada por “*scaling*”, e danos estruturais internos “*internal structural damage*”.

Os ciclos de gelo-degelo constituem, portanto, um problema particular para as estruturas de betão em climas frios.

Um processo para assegurar uma maior durabilidade do betão às acções de gelo-degelo consiste na inclusão de uma determinada quantidade de vazios no betão, para reduzir as pressões internas.

Para isso, são utilizados produtos químicos, introdutores de ar, cujo objectivo é fundamentalmente facilitar a criação de bolhas de ar por redução da tensão superficial da água e também estabilizar as bolhas que se formam durante a amassadura do betão. São produtos que têm vindo a ser desenvolvidos desde os anos 30 do século passado e que hoje são recomendados para todos os betões expostos a ciclos de gelo-degelo. Introduzem células de ar microscópicas que aliviam a pressão interna da água durante o processo de congelamento, variando os valores característicos de ar introduzido de 5% a 8%.

O efeito destes produtos na durabilidade do betão é reconhecido pelo CEN (European Committee for Standardization), que recomenda a introdução de um volume de ar representando pelo menos 4% de volume do betão, para assegurar um desempenho aceitável sobre a acção de ciclos de gelo-degelo (NP EN 206-1) [1].

Neste capítulo descrevem-se os trabalhos conducentes à análise da viabilidade de um processo alternativo, para melhorar o desempenho do betão face às acções de gelo-degelo: a introdução de granulado de cortiça, um subproduto industrial, como agregado leve no betão em substituição de parte do agregado fino (areia).

O granulado de cortiça é um material poroso e flexível, que pode criar pontos compressíveis e porosos no interior do betão, simulando o efeito das bolhas de ar produzidas pelos agentes químicos.

Tendo em conta as características deste material, procurou verificar-se se a sua incorporação em betões estruturais teria um efeito benéfico em termos de durabilidade face à acção do gelo.

Para este efeito, foram realizados ensaios laboratoriais para avaliação da degradação superficial do betão (*scaling*) de acordo com a norma pr ENV 12390-9:2002 [2], que

permitiram comparar o desempenho de diferentes tipos de betão, quando submetidos ao envelhecimento acelerado por acção de sucessivos ciclos de gelo-degelo.

Fabricou-se um betão de referência (BR), um betão produzido com introdutor de ar (BAER) e os betões BE20, BE25, BE30 e B40, contendo diferentes percentagens de substituição da areia, respectivamente (20, 25, 30 e 40%) por grânulos de cortiça de pequenas dimensões.

A composição destes betões está descrita no Capítulo 3, sendo idêntica à dos betões da série B8 aí apresentada.

Foram também realizados ensaios de determinação da resistência à compressão dos betões em diferentes idades: aos 28, 84 dias e após 56 ciclos de gelo-degelo. Estes ensaios permitiram comparar a resistência do betão após os ciclos de gelo-degelo com a sua resistência inicial e com a resistência de betões, com a mesma idade mas que não foram submetidos à acção do gelo.

O capítulo inicia-se com uma revisão bibliográfica sobre as causas e mecanismos de degradação do betão, sobre a acção do gelo-degelo, e a influência desta acção na degradação e resistência dos betões. Apresenta-se de seguida o trabalho experimental desenvolvido, com a descrição do equipamento, da preparação dos provetes e dos procedimentos de ensaio.

Por fim apresentam-se e discutem-se os resultados no que se refere à influência dos ciclos de gelo-degelo na degradação superficial (*scaling*), na variação da massa e na resistência dos betões

5.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A utilização de betão em regiões com climas frios e a necessidade de se assegurar uma durabilidade aceitável para este material, quando sujeito às acções de gelo-degelo, têm motivado vários grupos de investigação a estudar este fenómeno e a tentar encontrar processos para aumentar a durabilidade do betão, quando submetido a ciclos de baixas temperaturas. Têm vindo a ser publicados numerosos artigos resultantes da investigação sobre este assunto.

O processo que rege a degradação do betão e de outros materiais porosos, sobre o efeito do gelo-degelo, tem vindo a ser descrito por Pigeon [3], Chatterji [4] e Erlin [5].

Neste processo de degradação são particularmente importantes os vazios de ar (onde a água pode congelar sem criar pressões disruptivas) e a distância entre esses vazios.

O factor de espaçamento dos vazios (\bar{L}) é uma aproximação da distância média entre as bolhas de ar individuais na matriz da pasta de cimento do betão. É muito estreita a correlação existente entre este factor e a resistência do betão às acções de gelo-degelo, pelo que este factor é considerado a mais importante medida da durabilidade do betão.

A ASTM C457 [6] afirma que “o factor de espaçamento, é genericamente considerado como o indicador mais significativo da durabilidade da matriz da pasta de cimento, quando o betão está exposto ao congelamento e descongelamento”.

O factor de espaçamento crítico de 200 μm , recomendado por esta norma, é o mais utilizado para os betões fabricados nos Estados Unidos. Um cálculo mais preciso do factor de espaçamento requer a determinação do teor de cimento da pasta do betão, mas podem ser feitas estimativas razoavelmente aceitáveis a partir dos gráficos que constam na ASTM C457 [6].

De acordo com o método desenvolvido por Powers, apresentado em [7], o factor de espaçamento, é calculado tendo como pressupostos que todos os vazios têm a mesma dimensão e se encontram organizados numa estrutura cúbica simples, onde cada vazio se localiza à mesma distância do vazio adjacente, como se mostra na Figura 5.1.

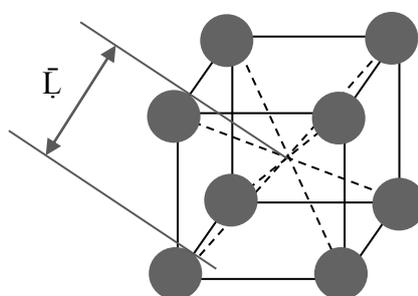


Figura 5.1 - Factor de espaçamento (\bar{L}) do modelo de Powers.

Existe, para quase todos os tipos de betões, um valor crítico do espaçamento dos vazios de ar, acima do qual a protecção oferecida por estes vazios de ar contra os efeitos nocivos dos ciclos de gelo degelo não é mais suficiente, isto é, se o espaçamento for superior ao valor crítico, a degradação do betão é muito grande [3].

A Tabela 5.1 apresenta alguns valores típicos de factores de espaçamento (\bar{L}) dos vazios de ar para vários tipos de betões.

Tabela 5.1 – Factores de espaçamento críticos dos vazios de ar para vários tipos de betão [3].

Tipo de betão	Factor de espaçamento crítico (μm)
Betão normal (a/c=0,5)	500
Betão com sílica de fumo	250
Betão de alta resistência	600
Betão projectado (via seca)	300
Betão rolado compactado	250
Betão modificado (com látex)	300

Aïtcin [8] estudou a influência do factor de espaçamento na durabilidade às acções de gelo-degelo de betões de alta resistência, e recomendou os valores para o factor de espaçamento em função da razão água/cimento, que se indicam na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Valores recomendados para o factor de espaçamento em função da relação a/c [8].

Água/cimento (a/c)	(\bar{L}) Recomendado	Máximo permitido para (\bar{L})
$\geq 0,40$	230 μm	260 μm (*)
$0,35 \leq a/c \leq 0,40$	350 μm	400 μm (*)
$0,30 \leq a/c \leq 0,35$	450 μm	550 μm (*)
$\leq 0,30$	O mesmo critério como para $0,30 \leq a/c \leq 0,35$ devido, à insuficiente quantidade de dados experimentais	

(*) (para a resistência ao *scaling*)

Gagné et al. [9] apresentaram os resultados para betões com uma razão água/cimento de 0,30, e factor de espaçamento igual a 950 μm , que não sofreram *scaling* significativo após 150 ciclos de gelo-degelo, segundo o método da ASTM C672 [10].

Em betões de elevada resistência que incorporam grandes quantidades de superplastificantes ou redutores de água, verifica-se que são resistentes à acção do gelo mesmo com factores de espaçamento superiores aos 200 μm convencionais [7].

Nos últimos anos, foi dada atenção especial aos betões de elevada resistência, particularmente na gama dos 60-70 MPa, porque estes betões são frequentemente realizados com razões água-cimento inferiores a 0,36 e geralmente com sílica de fumo, havendo razões para acreditar que a pasta resultante é tão fina que nenhuma água aprisionada nela contida pode congelar às temperaturas normais de Inverno.

Kaufmann [11] estudou a deformação e os mecanismos de degradação associados ao gelo-degelo, utilizando vários métodos: calorimétricos, de expansão e acústicos (pulso ultra sónico e emissão acústica). Este investigador propôs um modelo para a classificação e quantificação da degradação sequencial do betão com cinco fases. Cada uma das fases é caracterizada por uma gama de temperaturas específica e é regulada por um mecanismo principal de degradação diferente: Fase 1: Início da congelação (0 a -5°C). Fase 2: Penetração da frente de gelo (0 a -10°C). Fase 3: Redistribuição da solução porosa (entre -5°C e a temperatura mínima do ciclo de congelamento). Fase 4: Descongelamento - temperatura mínima de 0°C . Fase 5: Re-saturação, temperatura $>0^{\circ}\text{C}$.

Em algumas regiões, são usados produtos químicos (como o cloreto de sódio), para prevenir a formação de camadas de gelo em pavimentos rodoviários. Contudo, muitas vezes, estes produtos contribuem para acelerar a degradação provocada pelos ciclos de gelo-degelo.

Wang et al [12] estudaram a influência de diferentes produtos de descongelação e das condições de exposição da superfície na deterioração do betão. Este estudo compreendeu vários ciclos de molhagem-secagem e de gelo-degelo e avaliou o seu efeito na perda de massa, no *scaling* e na redução da resistência à compressão do betão. Permitiu concluir que, de entre as cinco soluções de descongelação estudadas, as soluções de cloreto de sódio foram as mais agressivas. Para os diferentes tipos e concentrações das soluções utilizadas, verificaram-se diferentes taxas de penetração dos iões químicos agressivos, resultando em diferentes graus de danos. Os iões de cloro são os que penetram mais rápido e que atingiram maior profundidade. Os

autores propuseram uma escala de classificação para o betão endurecido com 6 níveis, de acordo com a sua degradação superficial, avaliada através da inspeção visual. A Tabela 5.3 descreve os vários graus de degradação.

Tabela 5.3 – Escala visual da degradação superficial (scaling) [12].

Grau	Descrição
0	Não se verifica scaling
1	Scaling ligeiro (pequenos flocos, $\leq 1\text{cm}^2$, visível na superfície da amostra)
2	Scaling ligeiro a moderado (grandes flocos visíveis na superfície da amostra e danos visíveis nas arestas)
3	Scaling moderado (danos nas arestas da amostra e alguns agregados grossos visíveis)
4	Scaling moderado a severo
5	Scaling severo (pedaços saindo das superfícies e das arestas. Profundidade do scaling $>0.3\text{ cm}$, e agregados grossos visíveis em toda a superfície)

A durabilidade do betão, sujeito a ambientes salinos e não-salinos e a sua relação com a razão água/cimento, a percentagem de ar do betão e o tempo de cura, foram estudados por Pentalla et al. [13].

Os resultados mostraram que os danos internos determinam a necessidade de introdutor de ar em betões de alta resistência, enquanto em betões de normal ou baixa resistência, o *scaling* superficial determina a necessidade de maior teor de ar em relação aos danos internos do mecanismo de gelo-degelo

Diferentes investigadores referiram que a causa da degradação devida ao gelo-degelo poderá estar relacionada com a porosidade do betão e a geometria dos poros.

Basheer et al. [14] testaram amassaduras de betão com diferentes estruturas porosas, originadas por distintas razões água/cimento nas composições. Os diferentes polímeros, usados para o tratamento das superfícies de betão (silanos e siloxilanos), foram também testados. A espessura do tratamento superficial e as condições de humidade do betão antes do tratamento, foram algumas das variáveis estudadas. Os resultados indicaram que os tratamentos superficiais podem melhorar a resistência mecânica do betão poroso às acções de gelo-degelo.

Cwirzen e al. [15] estudaram a interface entre o cimento e os agregados em betões de elevada resistência. Testaram diferentes amassaduras com razões água/ligante baixas

(0,3 a 0,42) e diferentes adições de sílica de fumo. Analisaram a micro-estrutura do betão e verificaram que os mecanismos de degradação têm início na zona da interface pasta de cimento-agregado. Esta zona de transição inicia e acelera (governa) os mecanismos de degradação reforçando o movimento da solução dos poros no interior do betão, durante os ciclos de gelo-degelo e facilitando o ingresso do meio de congelamento e de agentes agressivos na microestrutura do betão.

Foram ainda realizados, outros estudos sobre a durabilidade de diversos tipos de betões especiais. Persson [16] estudou a degradação interna e superficial do betão auto-compactável, comparando o seu desempenho com o do betão convencional, com uma razão água/cimento de 0.39 e 6% de volume de ar. O betão auto-compactável exibiu um aumento significativo da resistência interna às acções de gelo-degelo, comparativamente ao betão convencional. Não se denotaram diferenças importantes no que se refere à degradação superficial.

Kazberuk et al. [17] estudaram o *scaling* de betões com introdução de adições betuminosas (soluções de asfalto industrial em solvente de alta ebulição) que não alteram o processo de hidratação do cimento. Propuseram um critério visual para classificar o *scaling* em função da massa do material destacado obtido após 28, 56 e 112 ciclos, respectivamente (Tabela 5.4). Concluíram que os betões modificados com betuminosos, submetidos a ciclos de gelo-degelo numa solução de 3% de NaCl, apresentam melhor comportamento do que o betão normal, traduzido pela significativa menor perda de massa do material devida ao *scaling*.

Tabela 5.4 – Critério de avaliação da resistência ao *scaling* [17].

Resistência ao <i>Scaling</i>	Requisitos
Muito boa	$m_{56} < 0.10 \text{ kg/m}^2$
Boa	$m_{56} < 0.20 \text{ kg/m}^2$ ou $m_{56} < 0.50 \text{ kg/m}^2$ e $m_{56}/m_{28}^{**} < 2$ ou $m_{112}^{***} < 0.50 \text{ kg/m}^2$
Admissível	$m_{56} < 1.00 \text{ kg/m}^2$ e $m_{56}/m_{28} < 2$ ou $m_{112} < 1.00 \text{ kg/m}^2$
Inadmissível	$m_{56} > 1.00 \text{ kg/m}^2$ e $m_{56}/m_{28} > 2$ ou $m_{112} > 1.00 \text{ kg/m}^2$

**m₅₆ – massa do material destacado após 56 ciclos de gelo-degelo

**m₂₈ – massa do material destacado após 28 ciclos de gelo-degelo

***m₁₁₂ – massa do material destacado após 112 ciclos de gelo-degelo

Zaharieva et al. [18] estudaram a resistência ao gelo-degelo de betões com agregados reciclados. Estes autores concluíram que este tipo de betão é inadequado para estruturas sujeitas a ciclos de gelo-degelo. A principal razão está relacionada com a maior relação água/cimento, induzindo maior porosidade e piores características mecânicas do betão com agregados reciclados, assim como a menor resistência ao gelo dos próprios agregados reciclados.

Gao et al. [19] estudaram o comportamento, às acções de gelo-degelo, de um betão rolado compactado (RCC – *roller compacted concrete*), muito utilizado em barragens e pavimentos, contendo cinzas volantes, um superplastificante e um agente expansivo. Concluíram que existe uma correlação linear entre a resistência e a perda de massa nestes betões, análoga à do betão convencional, quando submetidos a ciclos de gelo-degelo.

Manso et al. [20] testaram amassaduras de betão em que utilizaram escória de forno eléctrico de arco (*electric arc furnace* - EAF) como agregado. Os resultados mostraram que o desempenho do betão contendo EAF é idêntico ao do betão convencional em termos de resistência, mas é menor em termos de durabilidade. A elevada porosidade destes betões torna-os mais susceptíveis à acção de gelo-degelo.

Tikalsky et al. [21] estudaram o comportamento, face ao gelo-degelo, de betões celulares em que a macroestrutura é substancialmente diferente dos betões correntes, por possuírem bolhas de ar que ocupam mais do que 50% do volume.

Concluíram que os factores mais importantes a atender na produção de betões celulares resistentes ao gelo são a resistência à compressão, a profundidade da penetração inicial, a absorção e a velocidade de absorção.

Desenvolveram também procedimentos alternativos para o ensaio de avaliação da resistência de betões celulares às acções de gelo-degelo, baseado nas normas ASTM C666 [22].

Babir [23] avaliou as propriedades mecânicas e a resistência ao gelo de betões com várias percentagens de sílica de fumo (0, 5 e 10%), como substituto parcial do cimento. Concluiu que, apesar dos betões de controlo apresentarem maiores factores de durabilidade (92%) do que os obtidos para betões com sílica de fumo (85%), estes

últimos betões exibiram melhor aparência física, apresentando menor *scaling*. No entanto, não apresentou justificação para este facto.

5.3. DEGRADAÇÃO DO BETÃO POR ACÇÃO DOS CICLOS DE GELO-DEGELO

Entre as maiores causas de degradação dos materiais cimentícios estão as alterações cíclicas de gelo-degelo em presença da água.

A transformação da água líquida para o estado sólido é acompanhada de um aumento de volume, pelo que a congelação da água contida nos poros da pasta de cimento resulta numa expansão do betão.

O efeito que este fenómeno físico provoca nas propriedades mecânicas dos betões, tem vindo a ser conhecido, assim como alguns efeitos benéficos da inserção de agentes introdutores de ar nas misturas.

A degradação do betão pode consistir numa fissuração interna, observada através da diminuição do módulo de elasticidade dinâmico ou de uma dilatação, e/ou numa degradação superficial (*scaling*), medida através da massa das partículas destacadas.

5.3.1. DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE VAZIOS NA MICROESTRUTURA DO BETÃO

O betão convencional tem uma microestrutura muito complexa e heterogénea consistindo na pasta de cimento hidratada, nos agregados finos e grossos, nos poros do gel, nos vazios capilares, nos vazios de ar, em materiais cimentícios suplementares juntamente com alguns aditivos químicos (se utilizados). Encontra-se alguma inconsistência na estrutura característica do betão: algumas áreas da pasta de cimento hidratada são extremamente densas enquanto outras áreas são porosas, a geometria dos agregados varia na forma e na dimensão, e o sistema de vazios capilares e de ar é muitas vezes aleatório, a menos que se utilize um introdutor de ar.

Quando o cimento Portland é disperso na água, os seus componentes espalham-se rapidamente e as reacções químicas causam várias e diferentes estruturas de cristais que se posicionam entre a pasta. As várias fases destes cristais não são uniformes na

dimensão, não estão uniformemente distribuídas, nem são morfologicamente semelhantes. Esta falta de homogeneidade microestrutural pode ter efeitos importantes nas propriedades físicas deste material.

Algumas partículas do cimento Portland são partículas anidras que, quando misturadas com água, tendem a atrair-se mutuamente, causando variações locais na razão água-cimento. Esta variação é uma das razões principais para a estrutura porosa ser heterogénea. Com grandes massas condensadas suspensas no sistema da pasta de cimento, a dimensão e a forma dos poros, assim como os dos produtos cristalinos da hidratação, são diferentes quando comparadas com sistemas bem dispersos.

Os três tipos básicos de sistemas de poros presentes na pasta de cimento hidratada são os poros do gel, os poros capilares e os vazios de ar que são definidos pela sua dimensão [24]. Os vazios menores são os poros do gel que têm um raio de 1 nm ou menos. A irregularidade da forma dos vazios capilares é devida aos espaços não preenchidos pelo cimento ou pelos produtos de hidratação. Estes vazios formam-se porque o volume original ocupado pelo cimento e pela água permanece praticamente inalterável durante o processo de hidratação. São considerados grandes vazios capilares os que forem maiores do que 50 nm, os quais são desfavoráveis para a resistência e impermeabilidade, enquanto os pequenos vazios capilares têm dimensão inferior a 50 nm e afectam a retracção por secagem e a deformação. Ambos, os poros do gel e os vazios capilares, contêm água, dependendo do ambiente onde se encontra o betão.

Os vazios capilares maiores são importantes para o desempenho do betão ao gelo-degelo, porque contém água livre que, quando gela, pode exercer pressão na pasta de cimento circundante.

Os maiores vazios do betão são os vazios de ar que se formam durante o processo de mistura. Estes vazios ficam enclausurados e têm tipicamente uma forma irregular. Existe outro tipo de vazios que são introduzidos no betão, resultado da utilização de produtos químicos.

Os vazios de ar enclausurados podem ser maiores que 10 mm, enquanto os vazios introduzidos variam de dimensão de 50 a 200 μm . Estes vazios são geralmente maiores que os vazios capilares.

O ar pode ser introduzido no betão usando uma variedade de compostos químicos de superfície activa. Estes compostos são conhecidos como tenso-activos, que tipicamente contêm uma cadeia de hidrocarbono não polar. Estas cadeias de hidrocarbono não polar formam-se na interface vazio-água, causando a separação destes vazios numa distância de 0,1 a 0,2 mm. Por outro lado, as cargas superficiais positivas nos grãos de cimento tendem a atrair as cargas negativas da superfície nos vazios introduzidos. Esta distribuição de cargas na pasta hidratada do cimento resulta na formação de um sistema de vazios de ar uniformemente distribuído e calibrado. Este sistema de vazios fornece “válvulas” de escape através da microestrutura do betão, tornando-o resistente à fendilhação e ao dano tipicamente associado com o aumento de volume relacionado com o congelamento da água dos poros. Os agentes introdutores de ar conferem, ao interior da superfície esférica dos vazios que introduzem, características hidrofóbicas. As características hidrofóbicas repelem a água, que é forçada a ir para o interior dos vazios introduzidos durante as condições de congelação, de volta para os vazios capilares, pelo que a saturação não é atingida quando não se está sobre condições de congelamento.

5.3.2. MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DO BETÃO POR ACÇÃO DO GELO-DEGELO

Têm sido apresentadas várias teorias para explicar os mecanismos de degradação do betão devido às acções de gelo-degelo [7, 24, 25]. Previamente à apresentação dessas teorias, é importante salientar que o betão seco não é afectado por ciclos de gelo-degelo. Assim, desde que os agregados sejam duráveis, a susceptibilidade do betão à acção do gelo está dependente da quantidade de água da pasta de cimento e dessa água, ao congelar, gerar tensões internas suficientes para danificar o interior do betão.

Os mecanismos de degradação do betão por acção do gelo são fenómenos físicos complexos que há muito têm vindo a ser compreendidos. As equações que governam os processos físicos básicos, envolvidos no gelo-degelo do betão são conhecidas.

5.3.2.1. Pressão hidráulica nos poros devido à congelação da água

O mecanismo mais evidente de danos relacionados com o gelo-degelo nos materiais cimentícios, resulta da pressão hidráulica interna nos poros que ocorre quando a água congela. Quando a água congela, atinge 9% de aumento de volume. Este aumento

causa pressões hidráulicas, a menos que a água em congelação se possa mover dos vazios através de vias de expulsão. Os provetes saturados arrefecidos abaixo das temperaturas de congelação formam cristais amorfos de gelo quando a água congela e reduzem a capacidade de alguma água livre sair dos capilares. A pressão hidráulica pode variar de acordo com a distância das vias de expulsão, permeabilidade do betão e a velocidade de alteração da temperatura [25]. Quando se instala a pressão hidráulica, formam-se tensões de tracção na envolvente do material cimentício e inicia-se a microfendilhação.

A teoria da pressão hidráulica é provavelmente a explicação mais generalizada para a deterioração pelo gelo e para o efeito protector do ar dos vazios de ar introduzidos. Tem também em atenção a importância de um sistema de vazios bem distribuídos, reduzindo a máxima distância do transporte da água de um dado local, para aliviar a pressão [26].

5.3.2.2. Teoria da pressão osmótica - *Osmotic theory*

Outro componente do aumento da tensão durante o congelamento envolve a composição química da água nos vazios. Nos seus trabalhos Powers, citado por Korhonen [25] observou que a água contém substâncias químicas dissolvidas que alteram o ponto de congelação da solução, normalmente diminuindo-o. Uma vez que os espaços vazios no interior do betão não têm uma dimensão uniforme, a concentração química na água das soluções varia, assim como varia o congelamento. Como o gelo se forma dentro dos espaços vazios maiores, a solução contida nos poros mais pequenos é atraída por ele. As forças que impulsionam essa água para os grandes espaços vazios podem também causar retracção. Este fenómeno foi identificado pela teoria da pressão osmótica. Esta teoria também ajuda a explicar por que razão o betão se pode degradar com a presença de fluidos agressivos ou sais de degelo, e como a água capilar tende a encontrar um equilíbrio químico. Tem sido demonstrado que as concentrações de sal até cerca de 4% podem acelerar a deterioração. Concentrações mais elevadas podem agir como anticongelante.

5.3.2.3. Expansão térmica dos agregados e dos materiais cimentícios

Também podem ocorrer danos por acção do gelo-degelo nos materiais cimentícios resultantes da incompatibilidade térmica dos materiais constituintes. Quando os coeficientes de expansão térmica diferem entre os materiais numa mistura de betão, os materiais expandem-se e contraem-se a velocidades diferentes, quando submetidos a variações de temperatura. Esta diferença causa tensões de tracção nas ligações entre os materiais, que conduzem à fendilhação do betão. As fendas continuam a progredir causando danos mais extensos no betão. Também os destacamentos localizados, pequenos flocos ou lascas de betão, expelidos da superfície (*scaling*) são provavelmente o resultado do desajustamento térmico entre as partículas individuais do agregado, localizadas junto à superfície, e a pasta de cimento hidratada.

5.3.2.4. *Salt Scaling* – escamação devida aos sais

O *salt scaling* é definido como a degradação superficial causada pela congelação de uma solução salina na superfície de um material cimentício. A degradação é progressiva e consiste na remoção de pequenas lascas ou flocos do material. Estas características foram inicialmente reveladas em 1950, através de ensaios laboratoriais e posteriormente foram verificadas através de ensaios de campo. Em casos extremos os danos devidos ao *salt scaling* culminam com a exposição dos agregados grossos.

Valenza II et al. [27] explicaram os mecanismos do *salt scaling*, tendo em atenção todos os aspectos que interferem na sua ocorrência.

Tem sido amplamente investigado o efeito da exposição do betão às soluções de degelo, porque os tratamentos standard para as rodovias, nos Estados Unidos e noutros países com climas frios, consistem em pulverizá-las com soluções salinas, antes ou durante as condições de congelamento.

Estas soluções salinas baixam a temperatura de congelação da água superficial para manter e permitir as condições de circulação. Contudo, verifica-se que a utilização de sais de degelo está associada com a deterioração adicional das estruturas de betão.

Quando as soluções salinas de degelo são aplicadas a materiais cimentícios, estas soluções podem atrasar a evaporação da água, prolongando o período de saturação. A

água contida no betão é então atraída em direcção à superfície de onde não pode escapar devido à formação de gelo à superfície. A água confinada cria pressões internas, empurrando a camada exterior, e originando *o scaling*.

5.3.3. FACTORES QUE PERMITEM MELHORAR O COMPORTAMENTO DO BETÃO FACE À ACÇÃO DO GELO

Dado que o betão absorve água, é admissível que possa ser degradado por ciclos de gelo-degelo. Como se referiu, existem várias teorias que explicam por que é que tal acontece mas, para fins práticos, a abordagem comum para evitar ou pelo menos minimizar o problema da acção do gelo-degelo é modificar a estrutura porosa da pasta de cimento.

Isto faz-se com dois objectivos. Primeiro para minimizar a quantidade de água da pasta, disponível para congelar; segundo para assegurar que qualquer água, congelada ou não, não introduz sobrepressões no sistema.

Existem vários factores essenciais para se conseguir um betão resistente ao gelo utilizando esta abordagem, nomeadamente, a relação água-cimento, a taxa de arrefecimento, o grau de saturação do betão e a introdução de bolhas de ar.

5.3.3.1. Relação água-cimento

A influência principal da razão água/cimento na durabilidade ao gelo-degelo do betão é o seu efeito no volume dos poros capilares, isto é a sua permeabilidade e aptidão para absorver a água que pode congelar. A dimensão dos poros determina se a água pode congelar no interior do betão.

Quando um material saturado, possuindo uma gama contínua de dimensão dos poros é submetido a baixas temperaturas, a quantidade de água que congela depende da temperatura e da dimensão dos poros.

Geralmente apenas os vazios capilares e alguns dos maiores poros do gel podem congelar, pelo que a dimensão dos poros capilares é crítica para a resistência ao gelo do betão.

Os vazios capilares também afectam muito a permeabilidade. Para valores de a/c abaixo de 0,5, o coeficiente de permeabilidade está muito dependente do conteúdo de água; pequenos aumentos relativos de a/c resultam em grandes aumentos na permeabilidade.

5.3.3.2. Taxa de arrefecimento

É genericamente aceite que, quanto mais rápida for a taxa de arrefecimento, maiores danos ocorrerão. Isto é particularmente verdade quando as pressões hidráulicas importantes, como a pressão que é produzida dentro do betão, dependem da taxa do movimento da água o interior da pasta. Pigeon et al. [28] notaram que a alteração da taxa de arrefecimento de 2°C/h para 6°C/h tinha uma influência prejudicial significativa na durabilidade ao gelo degelo. O aumento da velocidade de arrefecimento, corresponde ao aumento da degradação do betão.

5.3.3.3. Grau de saturação

Embora aparentemente comum, é importante o facto que betões parcialmente secos são extremamente resistentes a ciclos de gelo-degelo. Alguns autores referem que, abaixo de determinadas quantidades de água o betão está isento dos danos devidos ao gelo. Fagerlund [29] referiu que o grau de saturação crítico é de cerca de 80%. Ele anotou que, na prática, o betão pode nunca atingir essa quantidade de água, pelo que a saturação crítica por si só, não é uma medida da resistência ao gelo.

É interessante verificar que no estudo de Fagerlund o betão não está livre de danos para teores de água abaixo dos 80%, o que sugere que, o betão parcialmente seco, apesar de muito resistente aos danos provocados pelo gelo, eventualmente acabará por se desintegrar. No entanto não apresenta justificação para este facto.

5.3.3.4. Bolhas de ar

Como se referiu anteriormente verifica-se que a introdução de bolhas de ar torna o betão muito mais resistente ao gelo.

Chatterji [30] estudou a acção do gelo em pastas de cimento com introdutor de ar e avaliou as acções específicas dos agentes introdutores de ar, que dependem sobretudo da sua natureza química.

De um modo geral existem dois tipos de introdutores de ar. Um destes tipos reage com a solução de hidróxido de cálcio da pasta de cimento para precipitar sal de cálcio insolúvel. Com estes agentes, a tensão superficial da água não é reduzida. Estes sais de cálcio são hidrofóbicos. A recolha destes sais hidrofóbicos nas regiões de contacto água-ar-cimento é a principal causa, tanto da entrada de ar, como da estabilidade das bolhas de ar. No betão endurecido, estes sais de cálcio permanecem na superfície das bolhas de ar.

Os tensoactivos sintéticos formam o segundo tipo de introdutores de ar. Estes consistem em cadeias de hidrocarbonetos alifáticos e/ou aromáticos com um grupo solúvel na água, do tipo SO_4 ou SO_3 ou OH , etc. Os sais de cálcio deste grupo, quando se formam, são solúveis na água. O comportamento da solubilidade dos tensoactivos na água é anómalo. Alguns tensoactivos têm uma temperatura crítica, designada por ponto Krafft, abaixo da qual a sua solubilidade cai muito bruscamente. Todos os tensoactivos baixam a tensão superficial, devido ao facto de se juntarem preferencialmente na interface ar-água. Este abaixamento da tensão superficial é a principal causa tanto da entrada de ar como da estabilidade das bolhas de ar. No betão endurecido, a superfície das bolhas de ar tem maior concentração destes tensoactivos do que o interior da pasta.

Outro requisito para as bolhas de ar é a necessidade de estarem convenientemente espaçadas, de modo a permitir que a água, expelida dos capilares durante a congelação, chegue a um vazio sem elevar demasiado a pressão sobre a matriz.

5.3.3.5. Agregados

Os agregados enquanto constituintes também desempenham um papel importante na durabilidade do betão face ao gelo degelo, devido sobretudo à sua resistência mecânica e permeabilidade. Tem vindo a ser estudada a durabilidade de betões com diversos tipos de agregados [18, 19, 20, 21, 23]. Não se conhece, no entanto, a durabilidade de betões com incorporação de cortiça face a este tipo de acção.

O facto de o granulado de cortiça ser um material poroso e flexível poderá gerar, nas misturas de betão, pontos compressíveis e porosos que se assemelhem ao efeito das bolhas de ar introduzidas pelos agentes químicos introdutores de ar, o que seria benéfico em termos da durabilidade destes betões.

No Capítulo 3 apresentou-se a viabilidade de produção de betões com agregados de cortiça em substituição dos agregados convencionais. No presente capítulo pretende-se avaliar-se o comportamento mecânico e a durabilidade destes betões face à acção do gelo-degelo e a influência da cortiça neste processo. Com este objectivo realizou-se o trabalho laboratorial que seguidamente se descreve.

5.4. TRABALHO EXPERIMENTAL

O objectivo do trabalho laboratorial realizado foi estudar a influência da cortiça, enquanto agregado, no comportamento de betões sujeitos à degradação acelerada por acção de ciclos de gelo-degelo, isto é, verificar se a introdução de grânulos de cortiça expandida (GCE) num betão pode melhorar o seu desempenho face às acções de gelo-degelo. Tendo em conta a elevada compressibilidade e baixa rigidez do granulado de cortiça, é expectável que a sua adição na composição de betões permita reduzir a deterioração destes sob a acção do gelo.

Para isso, foram realizados ensaios de avaliação da resistência ao *scaling*. Através destes ensaios avaliou-se a degradação superficial dos betões através da inspecção visual e da determinação da perda de massa de provetes de betão, imersos em água destilada, após 7, 14, 28, 42 e 56 ciclos de gelo-degelo. Foi também avaliada a perda de resistência mecânica dos betões com a acção do gelo, pelo que, após os 56 ciclos de gelo-degelo, os provetes foram submetidos a ensaios de compressão. A resistência mecânica dos betões que foram submetidos a degradação acelerada foi comparada com a de provetes de referência com a mesma idade, que tinham sido conservados em câmara de cura (18-22°C e \pm 95% HR).

Foram estudados seis tipos de betões: BR, BAER, B20, B25, B30 e B40. A composição destes betões é igual à dos betões da série B8, apresentada no Capítulo 3. O betão BR, um betão normal de uso corrente, de agregados calcários, utilizado como betão de referência. O betão BAER, um betão com composição idêntica ao BR,

produzido com um introdutor de ar (SIKA AER) na dosagem de 0,1 hl/100kg de cimento, para introduzir uma percentagem de aproximadamente 4% de ar em volume.

O desempenho destes dois betões (BR e BAER) foi comparado com os resultados obtidos por quatro outros betões contendo diferentes percentagens de granulado de cortiça: BE20, BE25, BE30 e BE40. Nestes betões foi substituída, respectivamente, 20%, 25%, 30% e 40% da areia, pelo mesmo volume de granulado de cortiça expandida (GCE). Para tal foi utilizada uma mistura de granulado de cortiça expandida de granulometria equivalente, constituída por 74,2% de granulado (05/1) e 25,8% de granulado (1/2). Foram executados quatro provetes de cada tipo de betão.

A Tabela 5.5 apresenta a composição dos betões estudados.

Tabela 5.5 – Composição dos betões estudados.

Componentes (kg/m ³)	Tipo de Betão					
	BR	BAER	BE20	BE25	BE30	BE40
Areia	457	457	365,60	342,75	319,90	274,29
Brita	1372	1372	1372	1372	1372	1372
Cimento	380	380	380	380	380	380
Água (l/m ³)	190	190	190	190	190	190
Sika AER (l/m ³)	-	0,36	-	-	-	-
GCE (0/1)	-	-	7,37	9,21	11,05	14,74
GCE (1/2)	-	-	2,13	2,66	3,20	4,26
a/c	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

5.4.1. MÉTODO DE ENSAIO

A preparação dos provetes e os ensaios de gelo-degelo foram realizados de acordo com os princípios constantes da norma prENV 12390-9:2002 [2]. Esta norma, que avalia apenas a degradação superficial dos betões, compreende um método de referência e dois métodos alternativos para determinação da resistência ao *scaling*. O método de referência é designado por Slab test e os métodos alternativos são o Cube test e o CF/CDF-test. Não está estabelecida a correlação entre os resultados obtidos por estes três métodos. Todos os métodos identificam claramente o melhor ou pior comportamento do betão face ao gelo-degelo.

Neste trabalho foi empregue o método alternativo Cube test, tendo-se procedido no entanto a algumas alterações pontuais de modo a determinar também a resistência à compressão. Essas alterações ocorreram nomeadamente no que se refere à dimensão dos cubos utilizados.

Neste ensaio, os provetes (cubos de $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ de dimensão) são imersos em água destilada e submetidos à acção de gelo-degelo. A resistência ao gelo-degelo do betão é avaliada pela medição da perda de massa dos cubos ao fim de 56 ciclos de gelo-degelo.

5.4.2. EQUIPAMENTO

5.4.2.1 Câmara climática

O equipamento principal, utilizado na realização destes ensaios, constou de uma câmara climática Aralab Fitoclima 1000 EDTU, localizada no Laboratório de Térmica da FCTUC, com dimensões interiores de $880 \times 1200 \times 1000 \text{ mm}^3$. Esta câmara permite controlar a temperatura entre os -75°C e os 180°C e a humidade relativa entre 10 e 98%. A velocidade de aquecimento é de $3^\circ\text{C}/\text{min}$ e a velocidade de arrefecimento é de $2,5^\circ\text{C}/\text{min}$.

Possui um controlador Climaplus V desenvolvido especificamente para o controle de temperatura e simulação climática, para ensaios climáticos, com possibilidade de comunicação com o PC para monitorização e controle do programa do ensaio, através do interface RS232.

Na câmara climática, com temperatura e períodos de aquecimento e refrigeração programados e controlados de acordo com a norma [2], os provetes foram submetidos, respectivamente a 7, 14, 28, 42 e 56 ciclos de gelo-degelo. Cada ciclo tinha a duração de 24 horas durante o qual a temperatura variava entre -20°C e $+20^\circ\text{C}$.

5.4.2.2 Contentores metálicos

Para os ensaios de gelo degelo foi necessário conceber e mandar executar contentores metálicos. Os contentores consistiram em caixas metálicas fabricadas em aço inoxidável, tendo sido concebidos e dimensionados atendendo, quer à dimensão dos

provetes, quer aos requisitos definidos na norma prENV 12390-9:2002 [2] no que se refere à disposição dos cubos no interior da caixa e ao recobrimento com o meio líquido de ensaio que, neste caso, foi água destilada.

Os contentores apresentavam as seguintes dimensões: comprimento (360 ± 15) mm; largura (130 ± 15) mm e altura (160 ± 15) mm. A espessura da chapa de aço inoxidável era de 2 mm.

Os contentores eram providos de uma tampa metálica deslizante, que permitia a abertura e fechamento dos contentores para medição da temperatura no interior dos provetes. No fundo dos contentores foram colocados suportes em argamassa com 10 ± 2 mm de altura. Estes elementos permitiram suportar os provetes e garantir a espessura definida para a camada líquida entre a superfície do provete e o fundo do contentor.

A Figura 5.2 representa esquematicamente as dimensões de um desses contentores e a disposição dos provetes no seu interior.

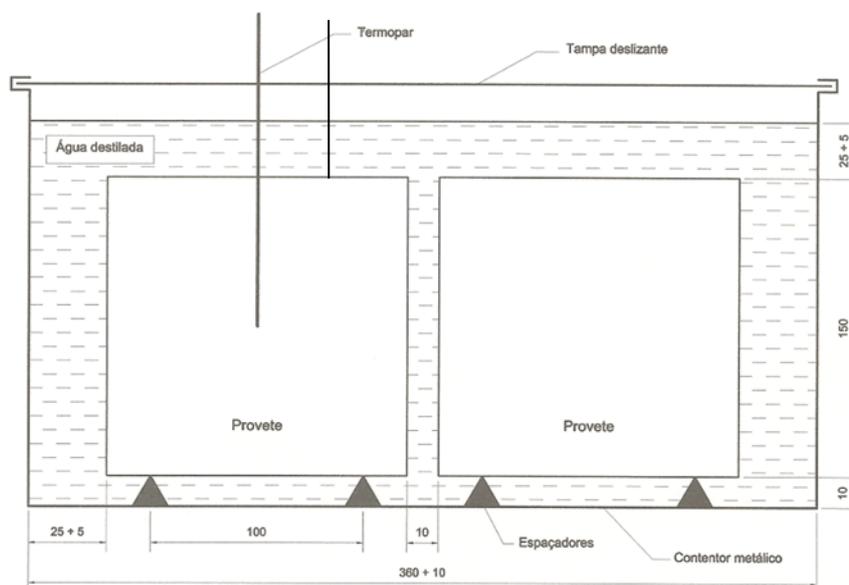


Figura 5.2 – Representação esquemática de um contentor e da disposição dos provetes no seu interior (dimensões em mm)

5.4.2.3 Termopares

Um provete, de cada um dos tipos de betão estudados, foi instrumentado com dois termopares: um colocado no meio do provete, para medição da temperatura registada

no seu interior, durante os ciclos de gelo-degelo e outro colocado na superfície, para controlo da evolução da temperatura no decurso do ensaio.

Os termopares utilizados foram do tipo K previamente calibrados, em água a ferver (100°C) e gelo fundente (0°C).

Para inserção do termopar no centro dos cubos foram executados, furos de $\pm 5\text{mm}$ de diâmetro e 75 mm de profundidade, com um berbequim. Após limpeza do furo colocaram-se os termopares e selaram-se os furos com uma calda de cimento.

5.4.2.4. Datalogger

Durante os ensaios, foi monitorizada a variação de temperatura ao longo de cada ciclo de gelo-degelo, na câmara climática, no interior e na superfície dos provetes. As curvas de variação da temperatura foram obtidas e gravadas através de um “datalogger”, modelo PicoLog TC-08.

Este equipamento permite o registo de temperaturas compreendidas entre -270°C e 1820°C .

No decurso de cada ensaio a temperatura, na superfície de todos os provetes, manteve-se de acordo com a representada na Figura 5.3, isto é, permaneceu entre o limite superior e o limite inferior de temperaturas definidas pela prENV 12390-9:2002 [2] para este tipo de ensaios.

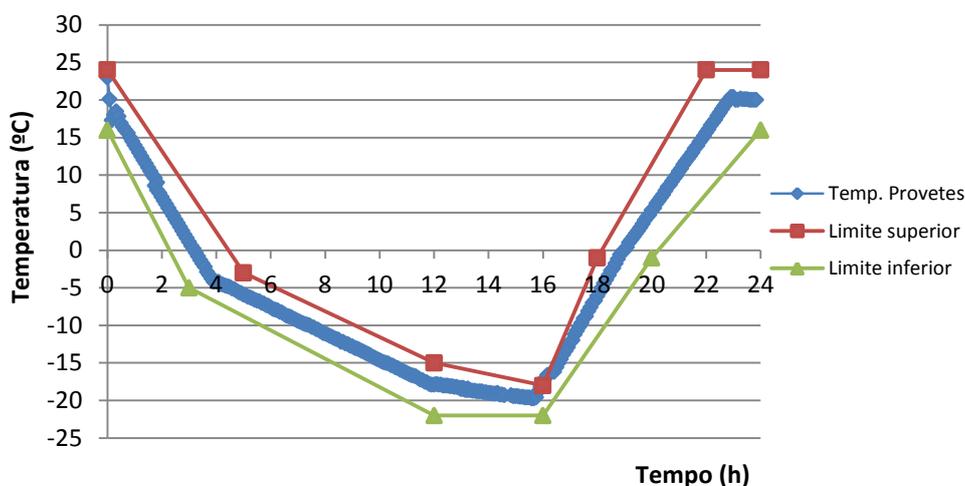


Figura 5.3 – Exemplo de um ciclo de temperaturas do ensaio de gelo-degelo.

5.4.1.1. Balanças

Foi utilizada uma balança do tipo KERN 572, para pesagens até 12100 g, com precisão de $\pm 0,1$ g para quantificar a massa dos provetes cúbicos. Para determinação da massa do material destacado dos provetes foi utilizada outra balança de precisão ($\pm 0,01$ g) do tipo Gibertine Europe, que permite pesagens até aos 2 kg.

5.4.1.4. Estufa

Para secagem do material destacado dos provetes, no final de cada série de ciclos de ensaio, foi utilizada a estufa Marca Memmert, referência DIN 12888-K, do Laboratório de Geotecnia da FCTUC. Esta estufa permite o controlo da temperatura até (400 ± 10) °C.

5.4.2.7. Equipamento de ensaios de compressão

Os ensaios de determinação da resistência à compressão foram realizados numa prensa hidráulica universal, modelo AMSLER, no Laboratório de Construções da FCTUC.

5.4.3. PREPARAÇÃO DOS PROVETES

A norma prENV 12390-9:2002 [2], prescreve a utilização de cubos de 100 mm de aresta. Neste trabalho, pelo motivo que anteriormente se referiu, foram utilizados cubos de $150 \times 150 \times 150$ mm³ de dimensão. Para cada tipo de betão testado foram concebidos doze cubos.

Após a betonagem, os cubos foram conservados nos seus moldes, à temperatura de (20 ± 2) °C, com a face superior protegida da evaporação, com uma película de polietileno.

Ao fim de (24 ± 2) horas, os cubos de betão foram retirados dos moldes e colocados num tanque com água à temperatura de (20 ± 2) °C. Aos 7 dias foram removidos do tanque e colocados em câmara de cura, à temperatura de (20 ± 2) °C e 95% de humidade relativa, onde permaneceram durante 20 dias.

5.4.4. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Aos 27 dias de idade, um dia antes do início do ensaio de gelo-degelo, os cubos foram retirados da câmara de cura. Foi determinada a massa dos quatro cubos, com aproximação a 1g.

Os cubos foram então colocados, em dois contentores metálicos, com a face de betonagem colocada perpendicularmente à base do contentor afastados cerca de 10 mm.

Os cubos foram cobertos com água destilada até (25 ± 5) mm acima da sua face superior.

A Figura 5.4 mostra um dos contentores metálicos e a colocação dos provetes no seu interior.

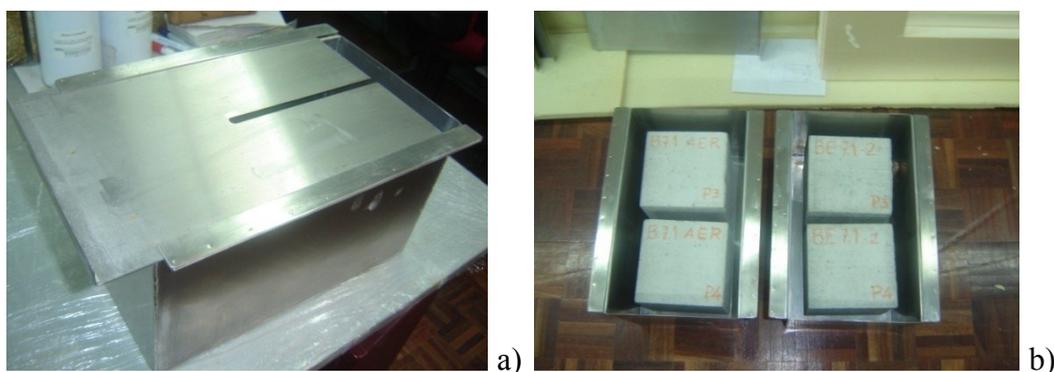


Figura 5.4 – a) Exemplo de um dos contentores metálicos fabricados para a realização dos ensaios;
b) Provetes colocados no interior dos contentores para serem cobertos com água destilada.

Após 24 horas de imersão, determinou-se a massa de cada cubo, com aproximação a 0,1 g e calculou-se a quantidade de água destilada absorvida em 24 horas (L), pelo aumento da massa do cubo.

Aos 28 dias colocaram-se os contentores fechados, contendo os cubos imersos em água destilada, na câmara climática (Figura 5.5) dando-se início aos ciclos de gelo-degelo. Cada ciclo tinha a duração de 24 horas durante o qual a temperatura variava entre -20°C e $+20^{\circ}\text{C}$.

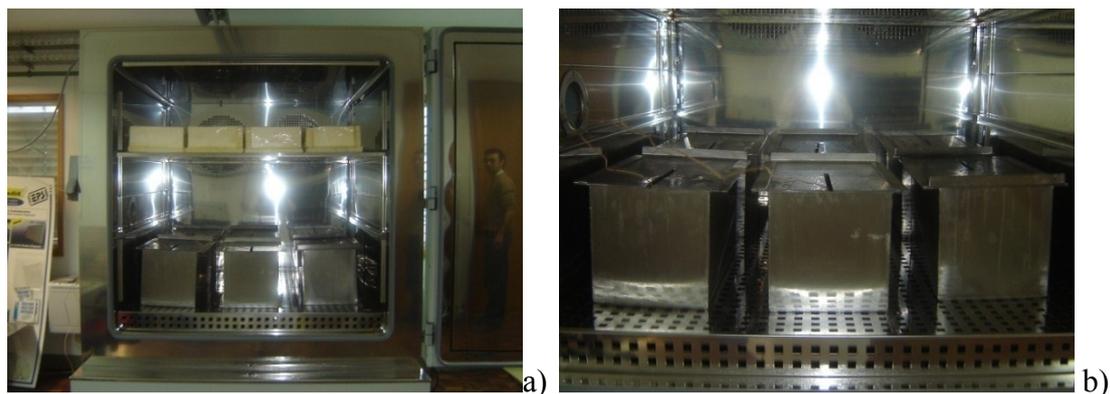


Figura 5.5 – Câmara Climática contendo os contentores metálicos.

Após séries de respectivamente 7, 14, 28, 42, e 56 ciclos, na fase de degelo da solução (água destilada), retiraram-se os cubos da câmara para análise da degradação superficial e pesagem.

Observaram-se visualmente os cubos para determinar a existência de alterações superficiais significativas ou de fissuras. Verificou-se a ocorrência de perda de material e se essa perda de material aconteceu prioritariamente nas faces ou nas arestas dos cubos.

Escovaram-se os cubos com uma escova macia, de modo a apenas destacar e recolher todo o material superficialmente desagregado.

Posteriormente, a água destilada do contentor contendo os resíduos dos cubos (ver Figura 5.6) foi cuidadosamente filtrada para retenção do material destacado.



Figura 5.6 – Aspecto do material destacado após 7 ciclos de gelo-degelo.

Os cubos foram depois limpos e pesados, numa balança de precisão (Figura 5.7)



Figura 5.7. – Pesagem dos cubos.

Após estes procedimentos, colocaram-se de novo os cubos nos contentores, que se encheram com água destilada renovada. Os contentores foram depois colocados na câmara climática, dando-se início à série seguinte de ciclos de gelo-degelo.

Todos os resíduos destacados pela acção do gelo, nomeadamente os do contentor, do filtro e das escovagens efectuadas, foram cuidadosamente recolhidos e filtrados.

Após a filtragem, os resíduos foram secos em estufa até massa constante, à temperatura de $(110 \pm 10) ^\circ\text{C}$. (ver Figura 5.8).

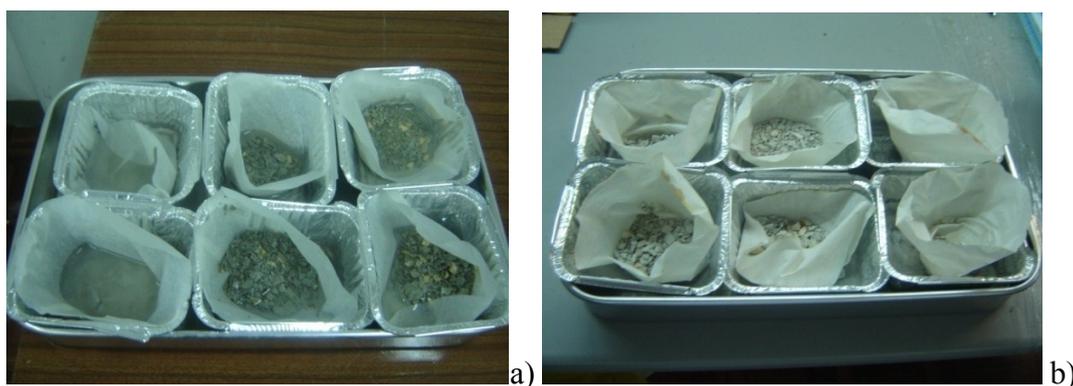


Figura 5.8 – Exemplo do material recolhido após uma série de ciclos de gelo-degelo: a) antes da secagem; b) após secagem em estufa.

O material seco foi depois pesado numa balança de precisão até 0,01g e o seu valor registado para avaliação da degradação dos betões em estudo.

5.4.5. EXPRESSÃO DOS RESULTADOS

A massa acumulada do material destacado foi determinada, com aproximação a 0,1g, pela equação (5.1).

$$m_{s,n} = m_{s,anterior} + m_{c+f+b} \quad (5.1)$$

na qual $m_{s,n}$ é a massa acumulada do material seco destacado após n ciclos de gelo-degelo com aproximação a 0,1 g, $m_{s,anterior}$ é a massa acumulada do material seco destacado, determinada no ensaio anterior e m_{c+f+b} é a massa do material seco destacado no ciclo, com aproximação a 0,1g.

Calculou-se o líquido absorvido por cada cubo, antes do início dos ciclos de gelo-degelo, como percentagem da massa do cubo, com aproximação a 0,1%, pela equação (5.2):

$$L = \frac{m_{28d} - m_{27d}}{m_{27d}} \cdot 100 \quad (5.2)$$

onde m_{27d} é a massa do cubo aos 27 dias e m_{28d} é a massa do cubo após um dia de imersão em água destilada.

Para cada medição, determinou-se a percentagem de perda de massa, P , de dois cubos em cada contentor, com aproximação a 0,1% pela equação (5.3):

$$P = \frac{m_{s,n}}{m_0} \cdot 100\% \quad (5.3)$$

em que m_0 é a soma da massa de dois cubos secos (por contentor) aos 27 dias e $m_{s,n}$ é a massa acumulada do material seco destacado determinada pela equação (5.1).

Calculou-se o valor médio para os dois contentores, com aproximação a 0,1%. O valor médio e o valor individual da perda de massa após os 56 ciclos foram usados para avaliar a resistência à acção de gelo-degelo.

5.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GELO-DEGELO

Os procedimentos realizados no ponto anterior permitiram obter os resultados que, de seguida, se apresentam e analisam. Determinou-se sobretudo a variação de peso dos betões com os vários ciclos de gelo-degelo. Avaliou-se, no final de cada ciclo, a degradação superficial manifestada pelos provetes.

Apresentam-se também os resultados da determinação da resistência à compressão dos betões obtidos antes e após os ciclos de gelo-degelo, avaliando-se a influência dos ciclos de gelo-degelo na resistência do betão.

Refere-se ainda a influência da cortiça no comportamento dos betões face à acção do gelo.

5.5.1 DETERMINAÇÃO DA ABSORÇÃO DE ÁGUA DOS BETÕES AO FIM DE 24 HORAS DE IMERSÃO EM ÁGUA DESTILADA

De acordo com a prENV 12390-9:2002 [2], foi determinada a absorção de água (L) ao fim de 24 horas de imersão dos provetes em água destilada. A Tabela 5.6 resume os resultados obtidos.

Da análise da Tabela 5.6 verifica-se que todos os betões registaram uma absorção média inferior a 1%. Os betões com maior índice de absorção foram os betões BR, BAER e BE20. Quando se aumentou a percentagem de cortiça no betão, o valor da absorção decresceu significativamente. O betão BE40 apenas registou 0,32% de absorção.

No entanto, verifica-se uma grande variação no valor da absorção entre os betões BE20 e BE25, 0,87% e 0,32%, respectivamente.

Tabela 5.6 – Determinação da absorção de água destilada (L) antes dos ensaios de gelo-degelo.

Proвете	Peso inicial (g) m_{27}	Peso após 24h de imersão (g) m_{28}	Diferença de Peso (g) $m_{28} - m_{27}$	L (%)	Média (%)
BR – 1	7927,5	8004,4	76,9	0,97	0,98
BR – 2	7924,0	8000,2	76,2	0,96	
BR – 3	7900,3	7994,2	93,9	1,19	
BR – 4	7920,2	7984,1	63,9	0,81	
BAER – 1	7461,3	7525	63,7	0,85	0,91
BAER – 2	7544,1	7622,7	78,6	1,04	
BAER – 3	7465,1	7531,0	65,9	0,88	
BAER – 4	7513,1	7576,6	63,5	0,85	
BE20 – P1	7975,7	8045,3	69,6	0,87	0,88
BE20 – P2	7797,2	7871,6	74,4	0,94	
BE20 – P3	8056,4	8126,4	70,0	0,87	
BE20 – P4	7954,9	8022,9	68,0	0,85	
BE25 – P1	7650,8	7670,1	19,3	0,25	0,37
BE25 – P2	7786,6	7817,6	31	0,40	
BE25 – P3	7783,6	7809,4	25,8	0,33	
BE25 – P4	7891,7	7931,6	39,9	0,51	
BE30 – P1	7943,1	7920,9	22,2	0,28	0,34
BE30 – P2	7886,8	7908,3	21,5	0,27	
BE30 – P3	7902,4	7930,1	27,7	0,35	
BE30 – P4	7978,7	8015,7	37	0,46	
BE40 – P1	7786,1	7802,1	16	0,20	0,32
BE40 – P2	7762,5	7786,2	23,7	0,30	
BE40 – P3	7768,1	7798,7	30,6	0,39	
BE40 – P4	7765,6	7796,4	30,8	0,40	

5.5.2. VARIAÇÃO DO PESO DOS PROVETES COM O NÚMERO DE CICLOS DE GELO-DEGELO

No final dos 7, 14, 28, 42 e 56 ciclos de gelo-degelo, os provetes foram pesados registrando-se a variação do peso. A Figura 5.9 ilustra a variação de peso exibida pelos diferentes betões ao longo dos vários ciclos de gelo-degelo.

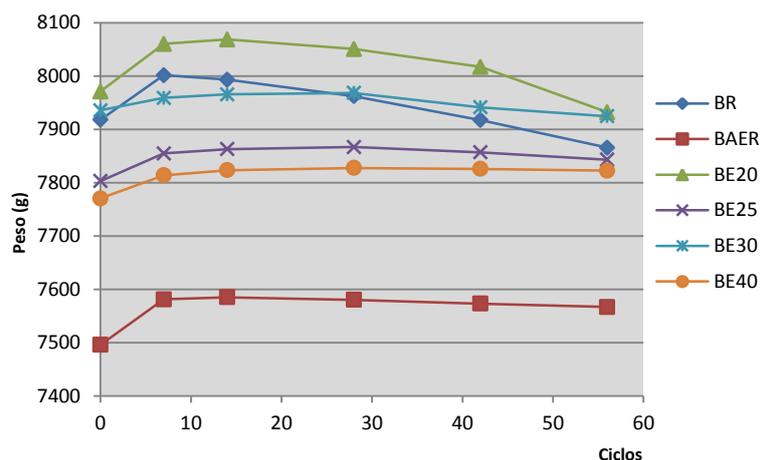


Figura 5.9 – Variação do peso dos betões com os ciclos de gelo-degelo.

Determinou-se também, em percentagem, a variação de peso dos provetes, comparativamente ao peso inicial. A Figura 5.10 ilustra os resultados obtidos.

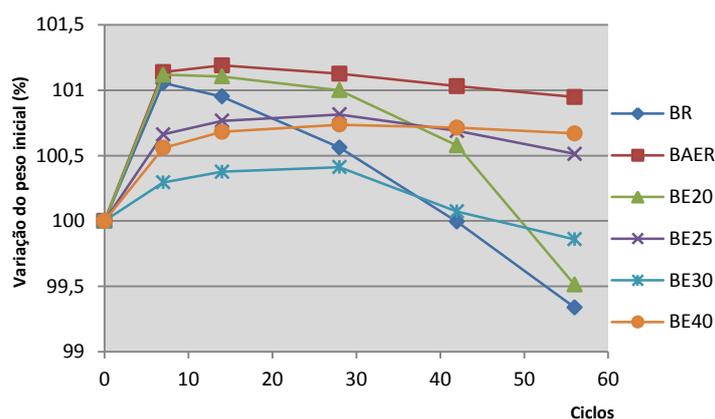


Figura 5.10 – Variação do peso dos betões, com os ciclos de gelo-degelo, relativamente ao peso inicial.

Da análise da Figura 5.11 verifica-se que a variação média do peso dos betões BAER e dos betões com maiores quantidades de cortiça, BE25, BE30 e BE40, teve um comportamento semelhante: aumentou significativamente até aos 14 ciclos e manteve uma variação praticamente constante no decurso dos outros ciclos de gelo-degelo.

A razão deste aumento é que, no início do ensaio, a massa de água absorvida é maior que a perda de massa devida ao *scaling*. De facto, no início do ensaio os provetes foram mantidos em água durante 24 horas. Este período de tempo não foi suficientemente longo para assegurar a saturação dos provetes.

Relativamente aos betões BR e BE20, essa variação não foi tão uniforme e a perda de peso foi maior.

Os resultados mostram que, apesar da perda de massa devida à perda de material destacado, numa primeira fase (até aos 14 ciclos) todos os betões exibem um aumento de peso, à excepção do BR e do BE20.

Entre os 14 e os 28 ciclos de gelo-degelo, os betões com maior quantidade de cortiça (BE25, BE30 e BE40) e o betão BAER, continuaram a registar aumento de peso. Os betões BR e BE20 iniciaram a perda de peso, que foi mais significativa para o betão BR.

A partir dos 28 ciclos de gelo-degelo, todos os betões registaram diminuição do seu peso. Os betões BAER e BE40 exibiram uma percentagem de perda de peso manifestamente inferior à dos outros betões.

Simultaneamente, com a perda de peso dos provetes, foi determinado o peso seco do material destacado. A Tabela 5.7 apresenta o peso seco registado ao fim dos vários ciclos de gelo-degelo, e a percentagem de perda total comparativamente ao peso inicial dos provetes.

Tabela 5.7 - Peso dos resíduos secos após ciclos de gelo degelo.

Proвете	7 Ciclos (g)	14 Ciclos (g)	28 Ciclos (g)	42 Ciclos (g)	56 Ciclos (g)	Perda Total (g)	Média (g)	P(%)	Média (%)
BR – 1	16,9	23,7	74,9	79,9	93,0	288,4	263,4	1,82	1,67
BR – 2									
BR – 3	15,0	18,8	41,8	68	94,7	238,3		1,51	
BR – P4									
BAER – 1	14,8	4,4	12,2	11,5	15,7	58,6	55,4	0,39	0,37
BAER – 2									
BAER – 3	11,9	6,8	10,8	10,9	11,8	52,2		0,35	
BAER – 4									
BE20 – P1	10,1	4,1	29,3	36,2	56,8	136,5	222,0	0,87	1,40
BE20 – P2									
BE20 – P3	8,5	6,3	44,6	86	162,1	307,5		1,92	
BE20 – P4									
BE25 – P1	4	2,1	8,1	15,1	24,8	54,2	65,4	0,35	0,40
BE25 – P2									
BE25 – P3	5,7	2,1	10,2	24,4	30,2	72,6		0,46	
BE25 – P4									
BE30 – P1	4,3	2,0	9,5	14,6	30,9	61,3	68,3	0,39	0,43
BE30 – P2									
BE30 – P3	4,1	2,0	8	20,7	40,4	75,2		0,47	
BE30 – P4									
BE40 – P1	3,6	2,2	3,8	7,2	10,9	27,7	29,52	0,18	0,19
BE40 – P2									
BE40 – P3	5,2	2,2	3,2	7,2	13,5	31,3		0,20	
BE40 – P4									

A Figura 5.11 ilustra massa do material seco destacado, acumulado no final fim dos vários ciclos.

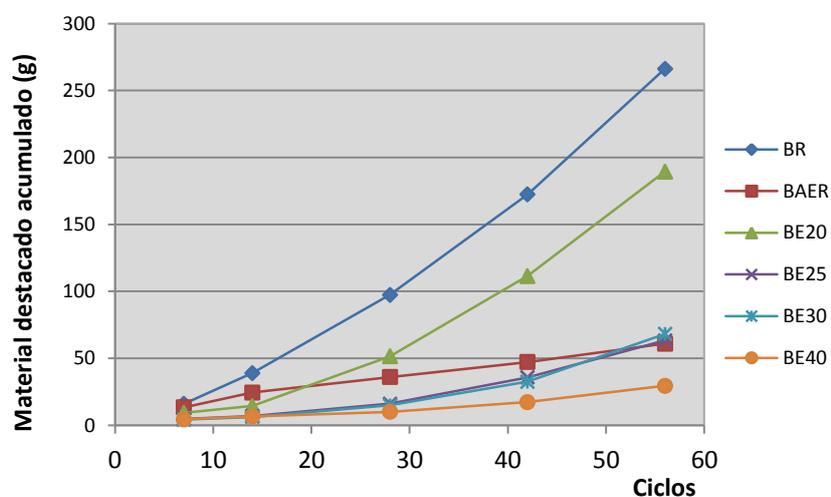


Figura 5.11 – Massa do material seco destacado acumulado no final dos vários ciclos de gelo-degelo.

A Figura 5.12 apresenta a percentagem acumulada da massa material seco, destacado em relação à massa inicial, obtido ao fim dos vários ciclos.

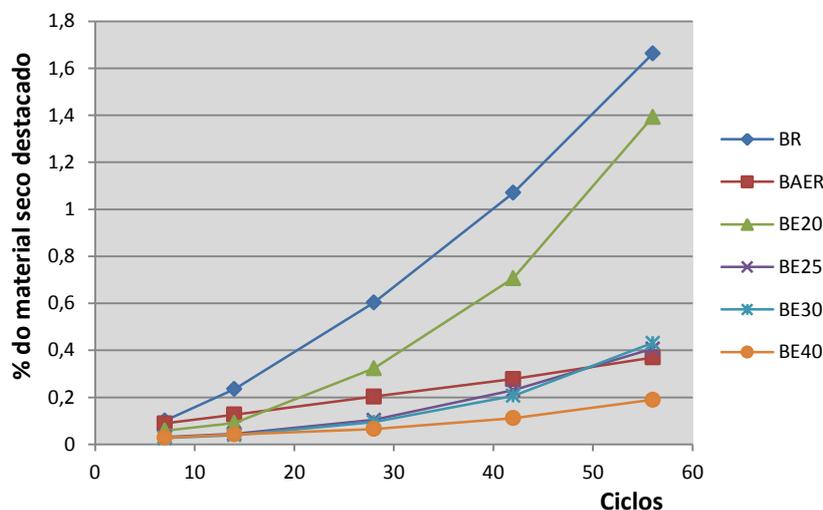


Figura 5.12 – Massa do material seco destacado acumulado no final dos vários ciclos de gelo-degelo.

Os resultados mostram que o betão de referência (BR) sofreu maior degradação, originando uma grande quantidade de material destacado. Esta degradação é particularmente importante ao fim dos primeiros 7 ciclos de gelo-degelo.

Para o betão BAER (com introdutor de ar) a quantidade de material destacado foi diminuta e variou quase linearmente com os ciclos de gelo-degelo.

Até aos 7 ciclos, os betões com cortiça apresentaram uma perda de material sempre inferior ao betão BR e ao betão BAER. Depois dos 7 ciclos os betões com maior quantidade de cortiça (BE25, BE30 e BE40) continuam a registar menores perdas de material destacado que o betão BAER.

No final dos 56 ciclos de gelo-degelo, o betão BE40 foi o que apresentou menor percentagem de material destacado ao fim dos 56 ciclos de gelo-degelo, seguido do betão BAER. Os betões BE30 e BE25 registaram perdas idênticas. Os betões BR e BE 20 apresentaram as maiores percentagens de material destacado.

5.5.3. AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO SUPERFICIAL DOS PROVETES COM O NÚMERO DE CICLOS DE GELO-DEGELO

No final de cada série de ciclos de gelo-degelo, realizou-se uma inspeção visual aos provetes para avaliar a sua degradação superficial.

Após os primeiros 7 ciclos, a degradação não era muito visível, excepto na face inferior dos cubos que registaram ligeira perda de massa. No final dos 14 ciclos, a degradação do betão BAER e dos betões BE (com cortiça) não foi muito significativa, o que se pode confirmar através da quantidade de material destacado. Contudo, o betão BR já exibia alguns sinais de degradação superficial, registando maior quantidade de partículas soltas, sobretudo na face superior e nas arestas dos cubos. Este aspecto está associado à maior perda de massa deste betão.

Depois dos 28 ciclos, observou-se degradação nos betões com cortiça e no betão BR, embora o grau de degradação dos betões com cortiça seja inferior ao do betão BR. O betão BR apresentou maiores quantidades de material destacado. No betão BAER não se verificaram destacamentos significativos, apenas uma ligeira degradação superficial.

Após os 42 ciclos de gelo-degelo, verificou-se uma evolução da degradação dos betões BR e BE, desta vez mais acentuada no betão com cortiça, apesar da quantidade de resíduos ser inferior à do betão de referência. Relativamente ao betão BAER apesar

da perda de massa ter sido idêntica à registada aos 28 dias, já se denota alguma degradação superficial nos cubos.

No final dos 56 ciclos de gelo-degelo os betões apresentavam o aspecto indicado na Figura 5.13.

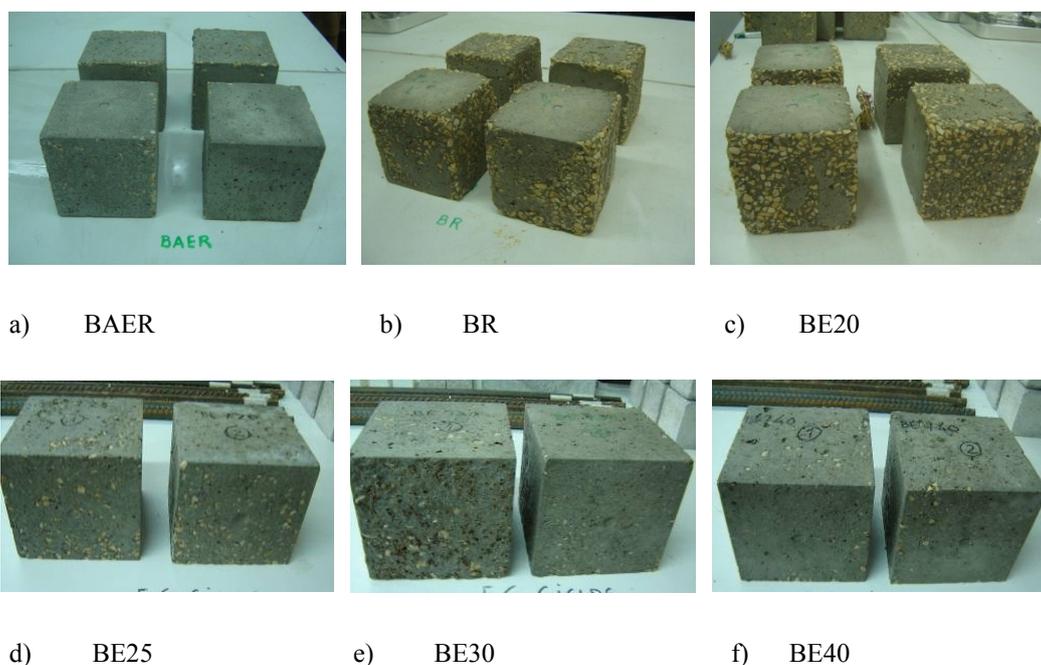


Figura 5.13 – Aspecto dos vários provetes após ocorrência de 56 ciclos gelo-degelo: a) BAER; b) BR; c) BE20;d) BE25; e) BE30; f) BE40.

A degradação do betão BAER foi pouco significativa, apresentando apenas alguma descamação superficial. Os betões BR, BE20 e BE25 apresentaram maior degradação em todas as faces, com perda da pasta de cimento e de alguns agregados. Nas arestas dos cubos destes betões também se verificava o destacamento de agregados. Os betões BE30 e BE40 apresentaram descamação superficial, mas mais acentuada do que a apresentada pelo betão BAER e também ligeira perda da pasta de cimento, permitindo visualizar alguns agregados. Não se observaram fissuras nos betões ensaiados.

Os betões BAER e B40 foram os betões que, percentualmente registaram menores perdas de massa médias, 0,37 e 0,19% respectivamente.

De acordo com a classificação visual de Wang [6] referida anteriormente, o betão BAER pode ser classificado na classe 1, o betão BR e o betão BE20 pertencem à classe 5, o betão BE25 à classe 4 e os betões BE30 e BE40 à classe 3.

5.5.4. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS CICLOS DE GELO-DEGELO NA RESISTÊNCIA DO BETÃO

A Tabela 5.8 apresenta os valores médios dos resultados obtidos nos ensaios de compressão. Nesta tabela, $f_{cm,28}$ e $f_{cm,84}$ representam a resistência média à compressão dos betão, determinada em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, aos 28 e 84 dias respectivamente, e $f_{cm,56g-dg}$ representa a resistência média à compressão do betão após os 56 ciclos de gelo degelo. Para cada condição de ensaio foram testados quatro provetes.

Tabela 5.8 – Valores médios da resistência à compressão dos betões, obtidos aos 28 e 84 dias e após 56 ciclos de gelo-degelo.

Resistência (MPa)	BR	BAER	BE 20	BE25	BE30	BE40
$f_{cm,28}$	33,08	24,08	33,32	32,70	36,00	31,00
$f_{cm,84}$	38,24	27,92	37,67	33,50	37,33	33,80
$f_{cm,56g-dg}$	27,67	23,59	26,66	31,00	36,33	32,28

Da análise da Tabela 5.8, pode verificar-se que a presença do introdutor de ar provocou uma diminuição apreciável da resistência do betão para a idade de referência aos 28 dias ($f_{cm,28}$). Os betões contendo granulado de cortiça apresentavam uma resistência semelhante à do betão de referência. Aos 84 dias, nos provetes conservados nas condições de referência (20°C; >95%HR), é visível o efeito da presença da cortiça no ganho de resistência ($f_{cm,84}$) a longo prazo do betão. O aumento da quantidade de cortiça contribui para um decréscimo da resistência à compressão do betão, aspecto já referido no Capítulo 3. De facto, enquanto a série BR apresentava uma resistência média de 38,2MPa, a série BE40 possuía apenas 33,4MPa. O betão BAER mantém uma resistência significativamente inferior às restantes séries.

Quando se avalia o efeito do gelo-degelo na resistência ($f_{cm,56g-dg}$), verifica-se que o betão BR apresenta uma grande sensibilidade a este tipo de ataque. Ao fim de 56

ciclos, regista-se uma redução de resistência de 16% em relação à resistência determinada aos 28 dias, e de 27,5% quando se compara com a resistência de um betão idêntico, com a mesma idade, sujeito a uma cura em ambiente saturado. O betão BE20 apresentou resultados semelhantes, evidenciando que a presença de uma pequena quantidade de cortiça não conduz a melhorias de desempenho significativas.

O betão BAER apresenta, após 56 ciclos, uma redução de resistência de apenas 2,1% em relação à idade de referência, e de 15,4% quando comparado com um betão da mesma idade, que não foi sujeito a gelo-degelo. Estes resultados comprovam uma diminuição da susceptibilidade do betão à degradação pelo gelo-degelo quando se introduzem bolhas de ar na mistura. Os resultados obtidos para o betão da série BE25 mostram que, em termos de degradação da sua resistência mecânica, este betão apresentou um comportamento semelhante ao observado na série BAER.

Os testes realizados sobre os betões BE30 e BE40 revelam que a presença de granulados de cortiça de pequena dimensão contribuiu de modo significativo para diminuir a degradação da resistência mecânica do betão sujeito a gelo-degelo. De facto, após 56 ciclos, ambos os betões exibiam uma resistência inferior em apenas 3% à observada em betões do mesmo tipo não sujeitos a ciclos de gelo-degelo.

A Figura 5.14 mostra a variação da resistência do betão aos 28 e aos 84 dias e após 56 ciclos de gelo-degelo (84 dias(g-dg)). A Figura 5.15, mostra em percentagem a variação da resistência do betão, comparativamente à resistência obtida aos 28 dias.

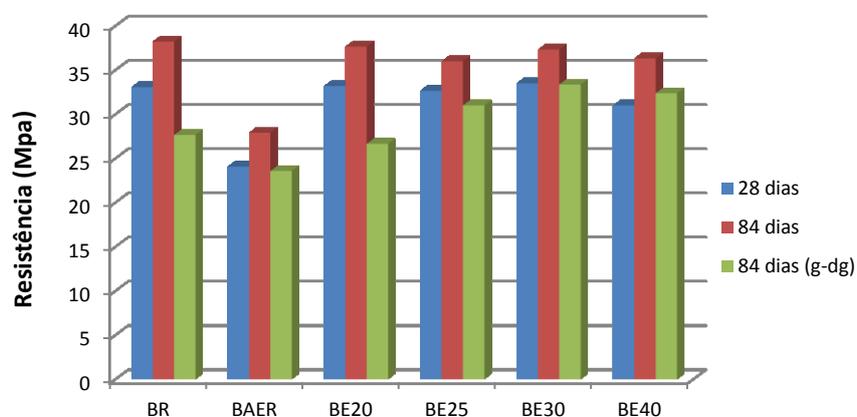


Figura 5.14 – Variação da resistência à compressão do betão.

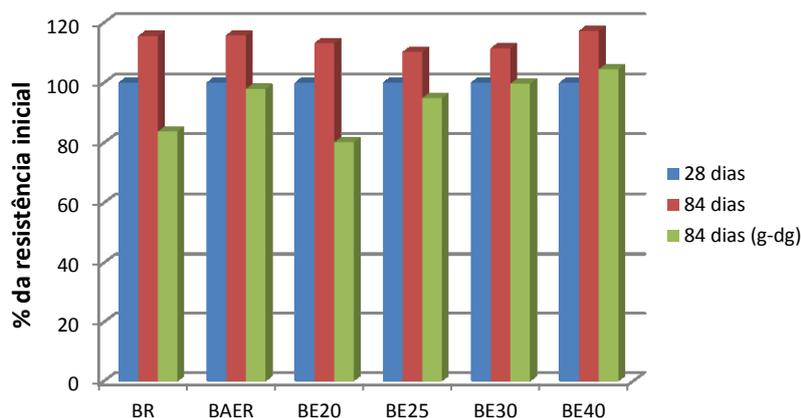


Figura 5.15 – Variação da resistência à compressão do betão relativamente à resistência inicial.

Observa-se, em todos os betões, um acréscimo de resistência dos 28 para os 84 dias, mais evidente nos betões BR e BAER. Verifica-se também, em todos os betões, uma diminuição da resistência após os 56 ciclos de gelo-degelo, comparativamente à resistência de betões com a mesma idade mantidos em câmara de cura. Este aspecto foi também observado por Wang [12], que atribuiu o aumento da resistência com a idade dos betões ao processo contínuo de hidratação do cimento.

Relativamente à resistência dos betões ao fim de 56 ciclos de gelo-degelo, à excepção dos betões com maiores quantidades de cortiça (BE30 e BE40) todos os outros registaram um decréscimo comparativamente com a resistência obtida aos 28 dias (ver Figura 5.15 os betões BE30 e BE40 registaram uma resistência superior à observada aos 28 dias).

Aos 84 dias, a resistência dos betões mantidos em câmara de cura foi sempre superior à resistência dos betões da mesma série, após 56 ciclos de gelo-degelo.

Foi também determinada a relação $(f_{cm,56g-dg}/f_{cm,28})$ entre a resistência à compressão dos betões ao fim de 56 ciclos de gelo-degelo ($f_{cm,56g-dg}$) e a sua resistência aos 28 dias ($f_{cm,28}$). Determinou-se ainda a relação $(f_{cm,56g-dg}/f_{cm,84})$ entre resistência dos betões ao fim dos 56 ciclos de gelo-degelo, e a resistência dos betões, com a mesma idade, que tinham permanecido em câmara de cura ($f_{cm,84}$). A Tabela 5.9 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 5.9 – Relação entre a resistência dos betões antes e após 56 ciclos de gelo-degelo.

Betão	$f_{cm,56g-dd}/f_{cm,28}$	$f_{cm,56g-dg}/f_{cm,84}$
BR	83,7	72,5
BAER	97,9	84,6
BE20	80,2	71,0
BE25	94,8	86,1
BE30	108,4	97,3
BE40	104,5	97,0

Relativamente à resistência dos betões ao fim de 56 ciclos de gelo-degelo, à excepção dos betões com maiores quantidades de cortiça (BE30 e BE40), todos registaram um decréscimo comparativamente com a resistência obtida aos 28 dias (ver Figura 5.16). Os betões BE30 e BE40 registaram uma resistência superior à resistência obtida aos 28 dias.

Aos 84 dias, a resistência dos betões mantidos em câmara de cura foi sempre superior à resistência dos betões da mesma série após 56 ciclos de gelo-degelo.

5.5.5. RELAÇÃO ENTRE A PERDA DE MASSA E A PERDA DE RESISTÊNCIA DOS BETÕES

Determinou-se a relação entre a perda de resistência e a de perda de massa dos betões. A Figura 5.16 mostra, em percentagem, a relação existente entre a perda de resistência e a perda de massa no final de 56 ciclos de gelo-degelo.

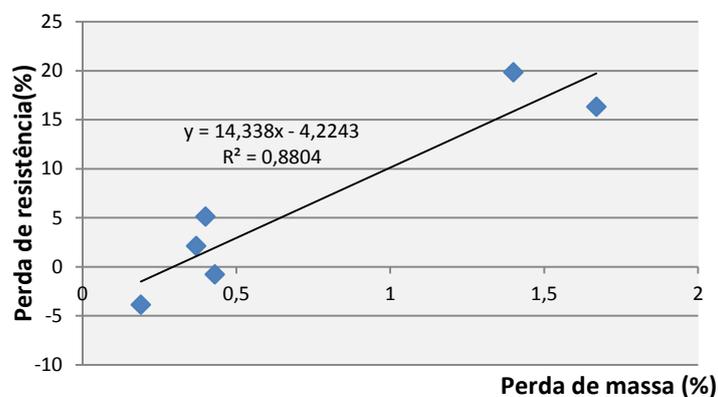


Figura 5.16 – Relação entre a resistência e a perda de massa do betão.

Verifica-se que existe uma relação aproximadamente linear, traduzida por um coeficiente de correlação R^2 próximo de 1, entre a percentagem de perda de resistência e a percentagem de perda de massa nos betões testados. A perda de resistência aumenta com o aumento da perda de massa.

5.6. CONCLUSÕES

No Capítulo 3, estudaram-se betões com incorporação de cortiça, que podem ser utilizados como betões estruturais. Verificou-se que a introdução de granulado de cortiça em substituição de agregados (areias e britas) conduz à obtenção de betões com resistência à compressão inferiores, comparativamente à de betões realizados com os agregados convencionais. No entanto, a utilização de granulado de cortiça como agregado em betões pode trazer benefícios noutras propriedades do betão, sobretudo no que se refere a questões de durabilidade, nomeadamente sob a acção do gelo.

O trabalho de investigação descrito no presente capítulo teve como objectivo contribuir para um melhor conhecimento e para verificar a influência da cortiça na durabilidade de betões, em que se substituiu o agregado fino (areia) por granulado de cortiça.

No trabalho experimental realizado pretendeu avaliar-se se a adição de granulados de cortiça de pequena dimensão a misturas de betão conduziria a melhorias significativas no seu desempenho face a acções gelo-degelo, no que se refere à degradação provocada pelo *scaling* e à perda de resistência.

Realizou-se um conjunto de testes laboratoriais, nos quais se sujeitaram a ciclos gelo-degelo diferentes tipos de betão: um betão corrente, utilizado como referência; um betão possuindo um introdutor de ar na sua composição; quatro tipos de betão com diferentes dosagens de granulado de cortiça 20%, 25%, 30% e 40%, respectivamente.

Avaliou-se a variação de massa dos betões ao longo dos ciclos gelo-degelo, tendo sido quantificada igualmente a quantidade de material destacado devido à ocorrência do fenómeno de *scaling* superficial. No final do ensaio, determinou-se a resistência mecânica dos betões, tendo sido quantificada a degradação de resistência motivada pela ocorrência do gelo-degelo.

Comprovou-se o efeito benéfico da inclusão de introdutor de ar na composição do betão na prevenção da deterioração do betão sob a acção do gelo.

Os resultados apurados permitiram verificar que a substituição parcial (acima de 30% do volume) da areia utilizada na composição de referência por granulado de cortiça expandida permitiu obter ganhos significativos na prevenção da degradação do betão, tanto ao nível do descamamento superficial, como na diminuição da resistência mecânica.

Face ao exposto, demonstra-se que a inclusão de granulado de cortiça expandida pode ser uma alternativa técnica viável à utilização de introdutores de ar, no aumento da durabilidade de betões sob o efeito da acção de gelo-degelo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] NP EN 206-1:2007, (2007) Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa. ISQ.
- [2] prENV 12390-9:2002, (2003) “Testing Hardened Concrete – Part 9: Freeze-thaw Resistance – Scaling, Budapest.
- [3] Pigeon, M.; Marchand, J.; Pleau, R., (1996) “Frost Resistant Concrete”, Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 5, pag. 339-348.
- [4] Chatterji, S., (1999) “Aspects of freezing process in porous material-water system. Part 2-Freezing and properties of frozen porous materials”, Cement and Concrete Research, Vol. 29, No. 5, pag. 781-784.
- [5] Erlin, B.; Mather, B., (2005) “A new process by which cycling freezing can damage concrete – the Erlin/Mather effect, a concept”, Cement and Concrete Research, Vol. 35, No. 7, pag. 1407-1411.
- [6] ASTM C457-09, “Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete.
- [7] Pinto, R. C. A.; Hover, K., (2001) “Frost and Scaling Resistance of High Strength High-Strength Concrete”, Portland Cement Association, PCA RD 122, 69 pag.

- [8] Aïtcin, P. C., (1998) “The Influence of the Spacing Factor on the Freeze-Thaw Durability of High-Performance Concrete”, International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes, Sherbrooke, Vol. 4, pag. 419-433.
- [9] Gagné,R.; Aïtcin, P.C.; Pigeon, M.; Pleau, R.,(1992) “Frost Durability of High Performance Concretes” High Performance Concrete – From Material to Structure, edited by Y. Miller, Chapter16, E&F.NO.Spon, London, pag. 239-251.
- [10] ASTM C672 / C672 M-03, “Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals”.
- [11] Kaufmann, J.P., (2004) “Experimental identification of ice formation in small concrete pores”, Cement and Concrete Research, Vol. 34, No. 8, pag. 1421-1427.
- [12] Wang K.; Nelsen, D.; Nixon, W., (2006) “Damaging effects of deicing chemicals on concrete materials”, Cement and Concrete Composites, Vol. 28, No. 2, pag. 173-188.
- [13] Pentalla, V., (2006) “Surface and internal deterioration of concrete due to saline and non-saline freeze-thaw loads”, Cement and Concrete Research, Vol. 36, No. 5, pag. 921-928.
- [14] Basheer, L.; Cleland, D.J., (2006) “Freeze-thaw resistance of concretes treated with pore liners”, Construction and Building Materials, Vol. 20, No. 10, pag.990-998.
- [15] Cwirzen, A.; Pentalla, V., (2005) “Aggregate-cement past transition zone properties affecting the salt-frost damage of high-performances concretes” Cement and Concrete Research, Vol. 35, No. 4, pag. 671-679.
- [16] Persson, B., (2003) “ Internal frost resistance and salt frost scaling of self-compacting concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 33, No. 3, pag. 373-379.
- [17] Kazberuk, M.K.; Jezierski, W., (2004) “Surface Scaling Resistance of Concrete Modified with Bituminous Addition”, Journal of Civil Engineering and Management, Vol. X, No. 1, pag. 25-30.

- [18] Zaharieva, R.; Buyle-Bodin, F.; Wirquin, E., (2004) “Frost resistance of recycled aggregate concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, No. 11, pag.1927-1932.
- [19] Gao, P. et al., (2006) “The characteristics of air void and frost resistance of RCC with fly ash and expansive agent”, *Construction and Building Materials*, Vol. 20, No. 8, pag. 586-590.
- [20] Manso, J.M. et al., (2006) “Durability of concrete made with EAF slag as aggregate”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 28, No. 6, pag. 528-534.
- [21] Tikalsky, P.J.; Pospisil, J.; MacDonald, W., (2004) “A method for assessment of the freeze-thaw resistance of performed foam cellular concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, No. 5, pag. 889-893.
- [22] ASTM C666/666M 03 (2008) - Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing.
- [23] Sabir, B.B., (1997) “Mechanical Properties and Frost Resistance of Silica Fume Concrete”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 19, No. 4, pag. 285-294.
- [24] Schulson, E. M., (1998) “Ice Damage to Concrete”, Special Report 98-6, Cold Regions Research and Engineering Lab Hanover NH, 54 pag.
- [25] Korhonen, C., (2002) “Effect of High Doses of Chemical Admixtures on the Freeze-Thaw Durability of Portland Cement Concrete”, Technical Report, ERCD/CRREL TR-02-5, US Army Engineer Research and Development Center, 38 pag.
- [26] Rønning, T. F., (2001) “Freeze-Thaw Resistance of Concrete. Effect of: Curing Conditions, Moisture Exchange and Materials”, Thesis submitted for the degree of Dr. Ing. at the Norwegian Institute of Technology, Trondheim.
- [27] Valenz II, J.J.; Scherer, G.W., (2006) “Mechanism for Salt Scaling”, *Journal of the American Ceramic Society*, Vol. 84, No. 4, pag. 1161-1179.
- [28] Pigeon, M.; Pleau, R.; Aitcin, P.C., (1985) “Freeze-thaw durability versus freezing rate”, *ACI Journal*, Vol. 82, No. 5, pag. 684-692.

- [29] Fagerlun, G., (1977) “The critical degree of saturation method of assessing the freeze-thaw resistance of concrete”, *Materials and Structures*, Vol. 10, No. 58, pag. 217-229.
- [30] Chatterji, S., (2003) “Freezing of air-entrained cement based materials and specific actions of air-entraining agents”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 4, pag. 759-765.

6. COMPORTAMENTO DE BETÃO COM CORTIÇA QUANDO SUBMETIDO A ELEVADAS TEMPERATURAS

6.1. INTRODUÇÃO

O fogo continua a ser um dos riscos com consequências potencialmente mais graves para a maioria dos edifícios e estruturas. De facto, para além dos danos físicos na estrutura, que poderão requerer a sua posterior reparação ou demolição, o fogo implica ainda riscos para a segurança dos ocupantes.

Desde que o betão começou a ser extensivamente usado na construção, a investigação sobre o seu comportamento, quando sujeito ao fogo tem-se vindo a tornar cada vez mais importante. A exposição do betão a temperaturas elevadas provoca uma degradação física e química progressiva, que modifica a sua microestrutura e altera as suas propriedades.

Esta degradação das propriedades do betão quando submetido a elevadas temperaturas, tem vindo a ser quantificada desde o início dos anos 50 do século passado. Entre esses primeiros estudos contam-se os realizados por Abrams [1], Malhotra [2] e Schneider [3, 4].

Os resultados destes estudos constituíram as bases técnicas para a previsão da resistência do betão a elevadas temperaturas que constam nos principais códigos e regulamentos existentes.

Estes trabalhos, que produziram informação válida sobre a resistência do betão em função da temperatura, foram quase na sua totalidade realizados em betões de resistência inferior a 40 MPa. Mais recentemente têm vindo a ser realizados outros estudos, em betões de alta resistência e em betões reforçados com vários tipos de

fibras, que revelaram diferenças significativas no seu comportamento a altas temperaturas, comparativamente ao dos betões de resistência corrente [5-11].

Também no que se refere à ocorrência do *spalling* explosivo, isto é, à rotura violenta e repentina da camada superficial do betão aquecido, os diversos tipos de betões revelaram potenciais diferentes para a ocorrência deste fenómeno.

À medida que se aquece o betão, ocorrem reacções químicas e físicas a elevadas temperaturas, tais como perda de humidade, desidratação da pasta de cimento e decomposição dos agregados. Estas reacções alteram a estrutura porosa do betão e as suas propriedades mecânicas.

Para compreender o comportamento deste material face a temperaturas elevadas, é necessário conhecer as principais modificações físico-químicas que ocorrem nos seus componentes: a matriz cimentícia e os agregados.

No Capítulo 3 estudou-se a composição e verificou-se a viabilidade de se produzirem betões, para fins estruturais que contêm grânulos de cortiça como agregado.

Não se conhece o comportamento ao fogo de betões que integram a cortiça na sua composição. No presente capítulo pretende-se quantificar a resistência mecânica desses betões, quando submetidos a temperaturas elevadas, e avaliar a influência da presença da cortiça no seu comportamento face a este tipo de acção, analisando-se também as consequentes alterações que se verificam nas suas propriedades.

A determinação da variação da resistência residual à compressão, da massa volúmica e da absorção de água dos betões, com a temperatura constituiu o principal objecto de estudo.

A abordagem do problema privilegiou a realização de trabalho experimental, no qual se estudaram seis tipos de betões: um betão de referência (BR), um betão com introdutor de ar (BAER) e os betões (BE20), (BE25), (BE30 e (BE40) contendo, respectivamente, 20%, 25%, 30 e 40% de uma mistura com granulado de cortiça expandida em substituição da areia. A composição destes betões está descrita no Capítulo 3, sendo correspondentes aos betões da série B8.

O trabalho experimental consistiu essencialmente no fabrico e aquecimento de provetes dos vários betões, a temperaturas compreendidas entre os 90°C e os 600°C.

Após o arrefecimento dos provetes, foram realizados ensaios de determinação da resistência à compressão o que permitiu quantificar a variação da resistência obtida após arrefecimento dos provetes (resistência residual), comparativamente à resistência dos betões obtida a frio ($\pm 20^{\circ}\text{C}$). Foi ainda avaliada a variação da massa volúmica e da absorção de água dos betões após terem sido submetidos a aquecimento, comparativamente a betões que não foram sujeitos a esta acção.

Este capítulo inicia-se com uma pesquisa bibliográfica sobre as transformações físicas e químicas que ocorrem no betão quando submetido a temperaturas elevadas e o efeito da temperatura sobre as principais propriedades do betão. Refere-se sobretudo a influência das temperaturas elevadas na resistência à compressão, na massa volúmica e na absorção de água do betão. Apresenta-se um resumo da investigação experimental realizada anteriormente por vários autores, em diversos tipos de betões com diferentes metodologias, em que se referem os principais factores que influenciam a resistência à compressão do betão a elevadas temperaturas.

Descreve-se o trabalho experimental realizado e apresentam-se os resultados obtidos que foram comparados com os resultados obtidos em betões de composição idêntica que não foram sujeitos a aquecimento.

O capítulo compreende ainda a análise global dos resultados, bem como as principais conclusões obtidas com este estudo.

6.2. DEGRADAÇÃO DO BETÃO A ELEVADAS TEMPERATURAS

A exposição do betão a temperaturas elevadas provoca uma degradação física e química progressiva que modifica a sua micro-estrutura, ao nível dos componentes: a matriz cimentícia e os agregados [5, 8, 12, 13]. A influência da temperatura na interface pasta-agregados depende da natureza dos agregados e cimento constituintes da mistura.

A degradação das propriedades mecânicas do betão após aquecimento pode ser devida a factores intrínsecos relacionados com os seus constituintes nomeadamente alterações físico-químicas na pasta de cimento, alterações físico-químicas dos agregados e incompatibilidade térmica entre os agregados e a pasta de cimento [7,14].

Essa degradação pode também ser influenciada por factores externos tais como a velocidade de aquecimento, o nível de temperatura, a carga aplicada e a selagem externa que influencia a perda de humidade a partir da superfície

As principais reacções físico-químicas no betão que ocorrem durante o processo de aquecimento, quando um betão é exposto a temperaturas elevadas, encontram-se resumidas na Tabela (6.1).

Tabela 6.1 – As principais reacções físico químicas no betão a altas temperaturas [3].

Entre os 30 e os 105°C	A água livre e uma parte da água adsorvida desaparecem do betão. Essa água é completamente eliminada aos 105°C
Entre os 130 e os 170°C	Ocorre uma dupla reacção endotérmica, correspondente à decomposição do gesso $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
A partir dos 180°C até próximo dos 300°C	Ocorre a primeira etapa da desidratação. O calor aquece o gel de cimento e arrasta as moléculas de água aos silicatos hidratados. A água ligada quimicamente começa a sair do betão
Por volta dos 250 e 370°C	Podem ocorrer pequenos picos endotérmicos indicando o efeito da decomposição e da oxidação dos elementos metálicos (fêrricos)
Entre os 450 e os 550°C	Ocorre a decomposição da portlandite em cal livre: $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
Cerca dos 570°C	Dá-se a transformação das estruturas do quartzo α em quartzo β , acompanhada de um aumento de volume para os agregados quartzitos e basálticos.
Entre os 600 e os 700°C	Ocorre a decomposição das fases de C-S-H e a formação de β - C_2S . É a segunda etapa da desidratação dos silicatos de cálcio hidratados que produz uma nova forma de silicatos bi-cálcicos.
Entre os 700 e os 900°C	Dá-se a decomposição do silicato de cálcio. O calcário decompõe-se à volta dos 800°C em $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$, reacção fortemente endotérmica que liberta gás carbónico
Cerca dos 1300-1400°C	Ocorre a fusão dos agregados e da pasta de cimento

6.2.1. SPALLING DO BETÃO

Para além da degradação química das suas propriedades, pode ainda ocorrer no betão o fenómeno denominado *spalling*. O *spalling* do betão consiste na rotura da camada superficial ou de pedaços dos elementos de betão quando expostos a elevadas temperaturas. Este fenómeno ocorre devido a duas causas principais: por um lado, o

aquecimento do betão é muitas vezes acompanhado de um gradiente térmico elevado, que introduz deformações diferenciais entre a superfície e o interior do elemento. Estas deformações induzem a tensões térmicas elevadas. Por outro lado, à medida que a temperatura aumenta, a água que estava no material sob a forma de água livre ou ligada evapora-se, introduzindo elevadas pressões nos poros.

Existem diferentes tipos de *spalling* [15, 16]: *spalling* dos agregados; *spalling* explosivo; *spalling* superficial; *spalling* das arestas. No entanto, o *spalling* explosivo do betão é o tipo mais agressivo, porque ocorre devido à acção combinada da pressão nos poros, criada à medida que a água evapora, e às grandes tensões introduzidas pela expansão do material aquecido. Este tipo de *spalling* consiste na rotura brusca do betão de forma explosiva e ruidosa, e caracteriza-se pela separação de grandes pedaços de betão da superfície dos elementos, expondo as armaduras. Pode ocorrer numa fase inicial do aquecimento, logo acima dos 100°C.

Os mecanismos propostos para explicar o *spalling* explosivo do betão enquadram-se em três categorias:

- *spalling* devido à pressão dos poros;
- *spalling* devido a tensões térmicas;
- *spalling* devido à acção combinada da pressão dos poros e de tensões térmicas.

O *spalling* é influenciado por um grande número de factores tais como o teor de humidade, a razão água/cimento, a permeabilidade do betão, as condições de aquecimento, os agregados, as condições de ensaio, a resistência do betão, a dimensão da secção do elemento de betão, a carga aplicada, as restrições, a expansão térmica, a presença de elementos de reforço (armaduras) e o recobrimento, a presença de fibras (aço, carbono, polipropileno, etc.) a densidade e a condutibilidade do betão [17].

Os resultados obtidos em vários ensaios de aquecimento do betão foram utilizados para produzir relações empíricas, como por exemplo as ilustradas na Figura 6.1, que identificam condições para a ocorrência do *spalling*.

A investigação que tem vindo a ser realizada sobre os factores que influenciam o *spalling*, sugerem essencialmente nove medidas que podem ser tomadas para o eliminar ou reduzir os seus danos. Estas medidas, que podem ser empregues isoladamente ou em combinações, constam na Tabela 6.2.

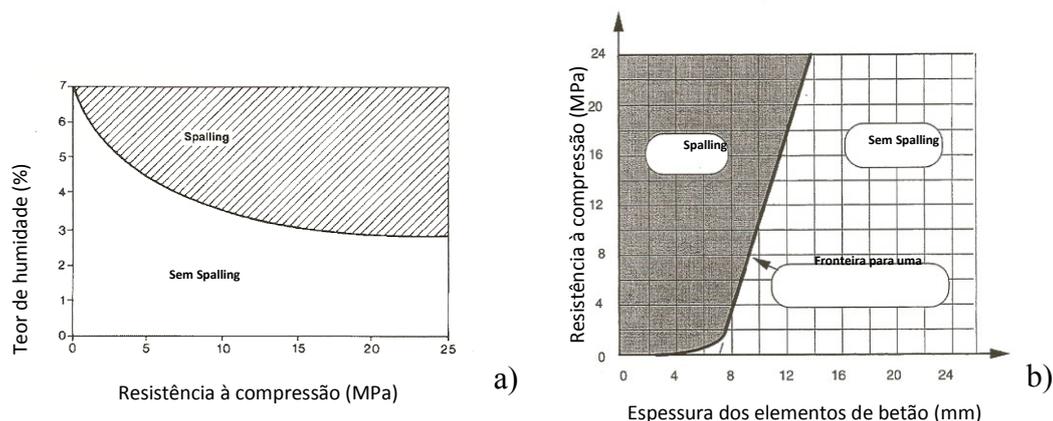


Figura 6.1 - Fronteira empírica do *spalling* explosivo para betão de resistência normal: a) apresentando a influência do teor de humidade e da resistência; b) apresentando a influência da resistência e da espessura dos elementos [18].

Tabela 6.2. – Avaliação das medidas preventivas da ocorrência do *spalling* do betão [18].

Método	Eficácia	Comentário
Fibras de polipropileno	Muito eficaz em betões de alta resistência, mas não tão eficaz em betões de muito elevado desempenho.	Não pode prevenir o <i>spalling</i> em betões de muito alta resistência. São necessárias mais fibras se o betão é aquecido sob carga e para betões mais resistentes. Não reduz a temperatura nem a perda de resistência.
Agente introdutor de ar	Eficaz	Pode reduzir a resistência. Poderá ser problemático se o betão estiver saturado de água.
Protecção térmica adicional	Muito eficaz	Aumenta os custos mas também aumenta a resistência ao fogo. O principal problema é a aderência à superfície. Reduz a taxa de aquecimento e a temperatura máxima, logo reduz quer o <i>spalling</i> , quer a perda de resistência à compressão
Controlo do teor de humidade	Reduz a pressão de vapor	
Controlo da tensão de compressão	Reduz a pressão explosiva	Não é económico. Pressupõe o aumento das secções
Escolha do agregado	É melhor a utilização de agregados de baixa expansão e de menores dimensões	É possível ter uma resistência ao fogo adicional com utilização de betões leves com baixo teor de humidade, mas em condições de grande humidade pode ocorrer <i>spalling</i> explosivo.
Reforço complementar	Reduz os danos do <i>spalling</i>	Difícil de utilizar em secções de pequena dimensão.

Chan et al. [19] verificaram que a adição de fibras de aço ou de fibras de polipropileno ao betão melhoram o seu desempenho face ao efeito do *spalling*, porque as elevadas tensões de

vapor no interior do betão, quando exposto a elevadas temperaturas são libertadas pelos micro- canais criados pela fusão das fibras de polipropileno.

Phan [20] realizou um vasto programa experimental sobre o comportamento de betões de elevada resistência a temperaturas elevadas. Uma das principais conclusões foi a indicação da eficácia das fibras de polipropileno para a atenuação do *spalling* explosivo do betão.

Boström et al. [21] estudaram diferentes tipos de betão sob o efeito de temperaturas elevadas, utilizando diferentes geometrias de provetes bem como vários níveis e condições de carga. Os resultados mostraram um aumento da probabilidade de ocorrência e de quantidade de *spalling*, quando se aplica uma carga de compressão aos provetes. A forma dos provetes também influencia a quantidade de *spalling*.

Chen et al. [22] estudaram betões de alta resistência com fibras de aço e de carbono a temperaturas elevadas. Concluíram que os betões de alta resistência sofrem *spalling* explosivo com o aumento da temperatura. Quanto mais elevada a temperatura, mais severo é o *spalling*.

A adição de fibras de aço ou de carbono a estes betões pode atrasar a ocorrência do *spalling*, enquanto a adição de fibras de polipropileno pode eliminar o *spalling* a elevadas temperaturas. Os betões com fibras exibiram maiores resistências residuais à compressão, o que indica que a adição de fibras pode aliviar a deterioração das propriedades mecânicas dos betões de alta resistência sujeitos a elevadas temperaturas.

Reis et al. [23] estudaram betões de alta resistência com e sem fibras de aço a temperaturas elevadas. Constataram que, para a mesma temperatura, nos betões com fibras de aço, os valores obtidos para a resistência residual à compressão foram superiores aos obtidos para a resistência a quente. A resistência residual do betão com fibras de aço foi superior à do betão sem fibras, confirmando o efeito benéfico da adição de fibras de aço no comportamento ao fogo dos betões de alta resistência. Os ensaios foram realizados até aos 800°C, não tendo ocorrido o *spalling* do betão.

6.3. ALTERAÇÃO DAS PRINCIPAIS PROPRIEDADES DO BETÃO COM A TEMPERATURA

Durante a ocorrência de um incêndio, o betão das estruturas estará exposto a elevadas temperaturas. Este facto afecta as principais propriedades do betão, reduzindo o seu valor, o que pode resultar em indesejáveis falhas estruturais. O conhecimento da

evolução e alteração das propriedades do betão, durante e após tais condições de exposição, é de extrema importância em termos da manutenção dos edifícios.

Têm sido desenvolvidos inúmeros trabalhos que analisam o efeito das elevadas temperaturas nas propriedades físicas e mecânicas do betão.

6.3.1. MASSA VOLÚMICA

A massa volúmica do betão, a temperaturas elevadas, depende fortemente da natureza dos agregados do betão. A Figura 6.2 mostra as variações da massa volúmica de diferentes tipos de betões em função da temperatura.

Observa-se uma diminuição quase linear até aos 800°C em todos os tipos de betões. O betão de agregados calcários apresenta uma forte diminuição da densidade à volta dos 800°C. Esta diminuição da massa volúmica está ligada a dois fenómenos, nomeadamente a hidratação complementar dos anidros e a carbonatação da portlandite.

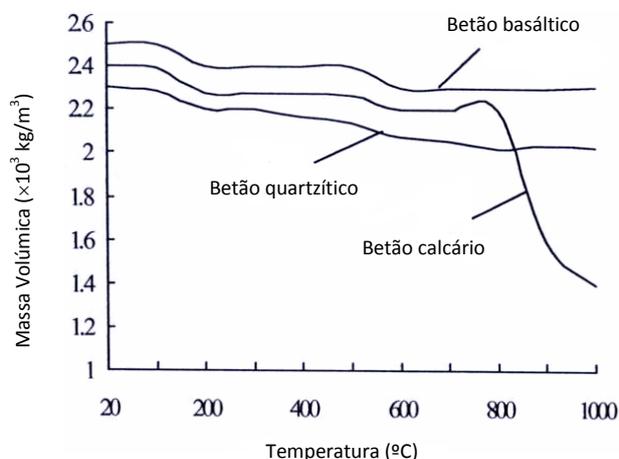


Figura 6.2 – Variação da massa volúmica de diferentes tipos de betão em função da temperatura [3].

Também Arioz [14] avaliou o efeito das elevadas temperaturas nas propriedades físicas e mecânicas de vários tipos de betão. Concluiu que a massa dos provetes se reduz significativamente com o aumento da temperatura. Essa redução é gradual até aos 800°C. A esta temperatura observou uma acentuada redução na massa dos betões.

6.3.2. CONDUTIBILIDADE TÉRMICA

A condutibilidade térmica é a aptidão de um material para conduzir o calor. Para o betão, a condutibilidade térmica depende de vários parâmetros: porosidade, temperatura, grau de hidratação, teor de água e tipo de agregados. Esta propriedade, de um modo geral, diminui à medida que a temperatura aumenta.

Este comportamento evidencia a deterioração microscópica da microestrutura: as microfissuras limitam as transferências de calor.

A Figura 6.3 ilustra a evolução da condutibilidade térmica (λ_c) em função da temperatura (θ_c) proposta pelo Eurocódigo 4 [24] para betões de densidade normal e para betões leves.

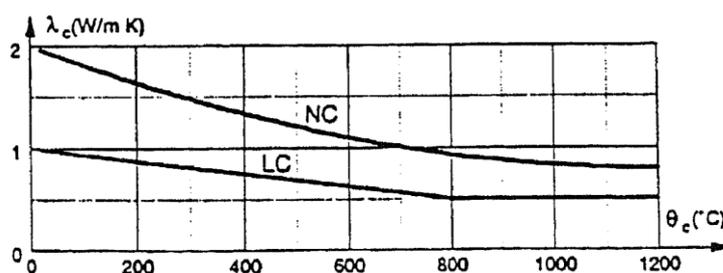


Figura 6.3 – Evolução da condutibilidade térmica do betão de densidade normal (NC) e do betão leve (LC) em função da temperatura [30].

Este documento propõe a expressão (6.1), para a variação da condutibilidade térmica (λ_c) do betão de densidade normal (NC).

$$\lambda_c = 2 - 0,24 \times (\theta_c / 120) + 0,012 \times (\theta_c / 120)^2 \text{ (W/mK)} \quad \text{para } 20^\circ\text{C} < \theta_c < 1200^\circ\text{C} \quad (6.1)$$

e as expressões (6.2) e (6.3) para betões leves (LC), em função da temperatura (θ_c).

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1600) \text{ (W/mK)} \quad \text{para } 20^\circ\text{C} < \theta_c < 800^\circ\text{C} \quad (6.2)$$

$$\lambda_c = 0,5 \text{ (W/mK)} \quad \text{para } \theta_c > 800^\circ\text{C} \quad (6.3)$$

6.3.3. CALOR ESPECÍFICO

O calor específico define-se como quantidade de energia necessária para elevar de 1°C a temperatura de um kg do material.

O Eurocódigo 4 [24] propõe, para determinação do calor específico, C_c , do betão de densidade normal (NC), uma evolução polinomial do segundo grau (Equação 6.4) em função da temperatura para um betão seco, com um pico entre os 100°C e os 200°C, característico da mudança de fase da água no interior do betão. Pode considerar-se que o calor específico do betão leve é independente da sua temperatura, sendo igual a 840 J/kg K.

$$C_c = 900 + 80 \times (\theta_c/120) - 4 \times (\theta_c/120)^2 \text{ (J/kg K)} \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (6.4)$$

A Figura 6.4 ilustra a evolução do calor específico, de betão de densidade normal (NC) e de betão leve (LC), segundo o Eurocódigo 4 [24].

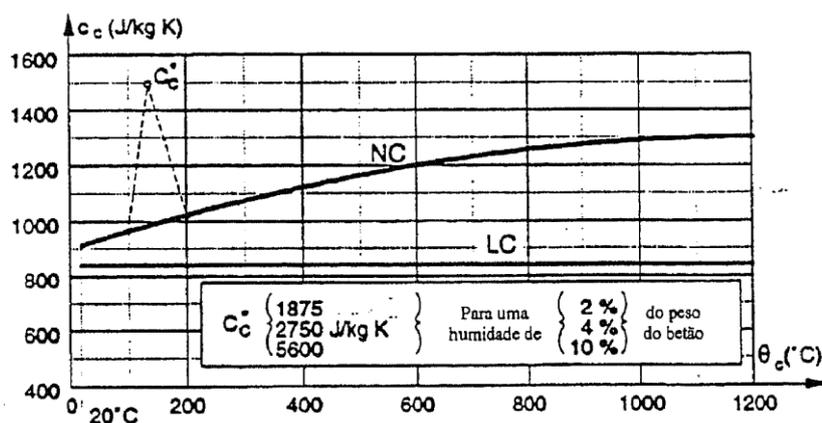


Figura 6.4 – Evolução do calor específico em função da temperatura, do betão de densidade normal (NC) e do betão leve (LC) segundo o Eurocódigo 4 [24].

6.3.4. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO

Alterações na resistência à tracção do betão em função da temperatura, não têm sido tão estudadas como as alterações na resistência à compressão. Por um lado,

o betão é concebido para resistir essencialmente à compressão e por outro, devido ao seu comportamento quase frágil, o ensaio de tracção directa é difícil de realizar.

A realização do ensaio de tracção directa ou de flexão é sempre difícil, em parte devido à localização dos danos e ao desenvolvimento de uma micro fissuração geralmente instável, o que acaba por levar à ruptura súbita dos materiais. Malhotra [2] realizou ensaios de determinação da resistência residual à flexão e Noumowé [25] ensaios de tracção directa. Os trabalhos realizados mostraram que existe uma grande diminuição na resistência à tracção com o aumento da temperatura.

6.3.5. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão a elevadas temperaturas depende essencialmente da composição inicial do material (tipo de agregado, relação água/cimento, ligantes, aditivos, etc.). A influência da temperatura na resistência à compressão tem vindo a ser estudada por diversos autores [5, 10, 14]. Para determinação deste parâmetro distinguem-se dois tipos de ensaios: ensaios realizados a quente e ensaios realizados após arrefecimento.

De facto, a experiência mostra que os provetes a quente têm uma resistência à compressão mais relevante do que os provetes arrefecidos. Do mesmo modo, as resistências a quente apresentam um aumento entre os 100°C e os 300°C. A Figura 6.5 mostra a resistência à compressão obtida a quente em dois betões e as resistências residuais obtidas a frio de um betão de alta resistência. Verifica-se aos 100°C uma diminuição da resistência da ordem que não ultrapassa os 20%, independentemente do tipo de ensaio: a quente ou a frio. Observa-se um aumento da resistência entre os 100°C e os 200°C, o que poderá ser explicado em parte pelo aumento de aquecimento e em parte pela rigidificação da microestrutura da pasta de cimento devida à saída da água adsorvida.

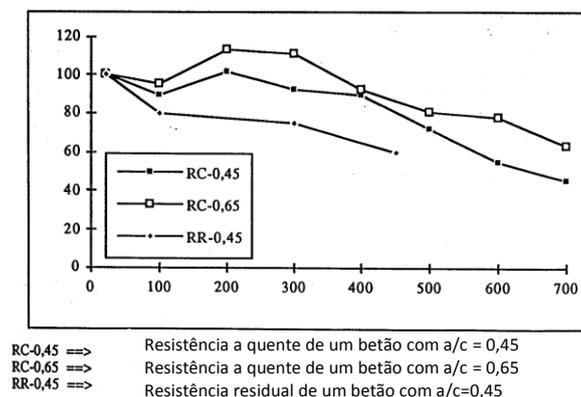


Figura 6.5 – Relação entre as resistências a quente, as resistências residuais e a resistência inicial (a frio) em função da temperatura [13].

Por fim, nota-se que, quando a relação água/cimento é baixa, a resistência a quente é também reduzida e diminui com a temperatura.

Por volta dos 200°C, o betão está completamente seco, a resistência à compressão diminui progressivamente em função da temperatura. Outros trabalhos [1, 3], têm mostrado a mesma tendência da resistência residual à compressão em função da temperatura.

Os resultados experimentais das propriedades termo-mecânicas do betão a elevadas temperaturas são muito influenciados por fenómenos físico-químicos suplementares e principalmente: as reacções químicas (alteração de fase, retracção por dissecação, desidratação dos hidratos), o aumento da micro fissuração e da porosidade, a influência da natureza da pasta de cimento e dos agregados, a diminuição e o aumento da aderência entre os diferentes constituintes do betão, a dilatação diferencial, a descoesão térmica devida ao aumento ou diminuição da aderência.

Para se obter a evolução das propriedades mecânicas do betão a altas temperaturas, referem-se essencialmente as curvas de tensão/deformação ou carga/deformação. Estas curvas são influenciadas pela temperatura quer nos ensaios de compressão, quer nos ensaios de tracção. Castillo et al. [26] mediram as deformações de provetes de betão de elevada resistência durante os ensaios de compressão a elevadas temperaturas. A figura seguinte ilustra as curvas de carga/deformação obtidas, em betões de elevada resistência

(Figura 6.6 a) e em betões correntes (Figura 6.6 b), quando submetidos a ensaios de compressão uniaxial a diferentes temperaturas. Estes autores mostraram que a curva de carga/deformação em compressão é afectada pela temperatura. Observaram uma redução da rigidez do material quando a temperatura aumenta e um aumento da ductilidade e da deformação do betão. Para os betões correntes esse efeito é mais expressivo a partir dos 300°C, enquanto nos betões de elevada resistência se verifica a partir dos 500°C.

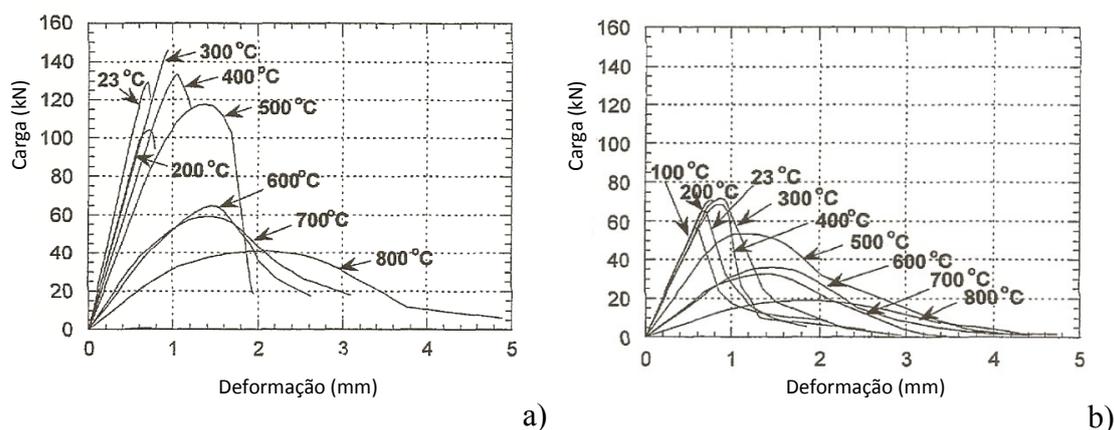


Figura 6.6 – Curvas determinadas a diferentes temperaturas: a) num betão de alta resistência; b) num betão corrente [31].

Yüzer et al. [27] estudaram a relação entre a resistência à compressão e a alteração de cor em argamassas sujeitas a elevadas temperaturas. Os resultados revelaram que as alterações de cor nas argamassas dão uma indicação sobre o efeito das elevadas temperaturas nas propriedades mecânicas das argamassas durante o aquecimento.

O betão também pode mudar de cor como resultado do aquecimento a elevadas temperaturas. Em alguns betões observa-se aos 300°C uma coloração rosa que pode corresponder ao momento a partir do qual existe uma grande perda de resistência. Este efeito é mais notório em betões de agregados siliciosos do que em betões de agregados leves ou calcários [4].

6.3.6. MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade, em função da temperatura, é determinado a partir das curvas tensão-deformação durante um ensaio de compressão ou tracção e simplesmente a partir da curva de carga-deformação no caso de um ensaio de flexão. Assim, é preciso distinguir o módulo de elasticidade a quente, e o módulo de elasticidade residual. Vários autores têm estudado a influência da temperatura no módulo de elasticidade a quente e após

arrefecimento [25, 28], verificando que, de um modo geral, o módulo de elasticidade do betão diminui gradualmente com o aumento da temperatura. Nos seus trabalhos Schneider [3] verificou reduções de 40% do módulo de elasticidade em betões depois de aquecidos aos 300°C e 85% de redução após exposição aos 600°C. No entanto, os diferentes resultados experimentais revelam valores bastante dispersos. Isto é, provavelmente, devido por um lado à heterogeneidade material e por outro aos parâmetros experimentais (taxa de aquecimento, natureza do agregados, condições de armazenamento, geometria, teor de água, etc.). Dias et al. [28] explicam que a dispersão de valores se deve aos fenómenos de densificação de vapor de água e à contracção dos materiais durante o aquecimento. No entanto, este facto também pode ser explicado pelo rompimento das ligações no interior da microestrutura, compensada pela expansão diferencial entre a pasta de cimento e agregados.

6.3.7. MÓDULO DE DISTORÇÃO E COEFICIENTE DE POISSON

Poucos investigadores se interessaram pelo estudo da evolução, em função da temperatura, do módulo de distorção G e do coeficiente de Poisson ν dos betões. Alguns trabalhos mostraram que G varia de um modo semelhante ao módulo de elasticidade [13].

A Figura (6.7) ilustra a evolução do coeficiente de Poisson, ν , determinado para o betão corrente e que diminui em função da temperatura, de 0,28 à temperatura ambiente para o valor de 0,1 aos 400°C. Esta diminuição é resultante da rotura das ligações internas na microestrutura e ao desenvolvimento de microfissuração durante o aquecimento.

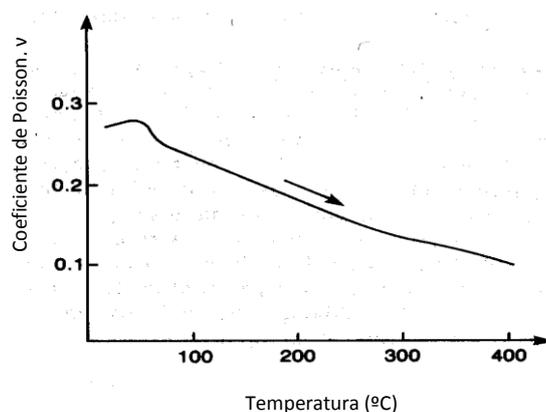


Figura 6.7 – Evolução do coeficiente de Poisson com a temperatura para um betão corrente [13].

6.4. PRINCIPAIS FACTORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES A ELEVADAS TEMPERATURAS

A resistência residual dos betões estudados, isto é, a resistência à compressão obtida após arrefecimento dos betões previamente submetidos a uma determinada temperatura de ensaio, foi uma das principais propriedades determinadas no presente trabalho experimental, descrito em 6.5.

A resistência à compressão de betões submetidos a temperaturas elevadas depende, entre outros, dos factores que seguidamente se referem.

6.4.1. FORMA E DIMENSÃO DOS PROVETES

Têm sido realizados inúmeros ensaios de determinação da resistência à compressão de betões a elevadas temperaturas e uma das maiores dificuldades para relacionar os resultados dos diferentes trabalhos diz respeito à forma e dimensão dos provetes e ao regime de aquecimento utilizados.

Quando as dimensões dos provetes são reduzidas, o aquecimento torna-se mais uniforme, mas os provetes são menos representativos do betão como um todo.

Os provetes correntemente utilizados são cubos ou cilindros, podendo também ser usados prismas de dimensões variáveis. No seu trabalho, Smith [29] apresenta um resumo da forma e dimensões dos provetes, utilizados por vários investigadores em ensaios de determinação da resistência à compressão em provetes aquecidos. Este autor constatou que a forma e dimensões dos provetes, utilizados nos trabalhos de investigação, têm variado ao longo do tempo de acordo com a evolução das dimensões dos provetes para determinação da resistência à compressão em provetes não aquecidos. A forma e dimensão dos provetes dependem ainda das propriedades do betão que se pretendem determinar no trabalho de investigação e da amplitude dos testes envolvidos.

Os cilindros têm a vantagem de terem forma idêntica às carotes extraídas de estruturas sujeitas a incêndios, mas as comparações directas são difíceis, uma vez que a distribuição dos danos no seu interior difere do das carotes, onde os danos predominam geralmente numa ou em ambas as faces.

A maioria dos cilindros utiliza uma relação altura (h) /diâmetro (d) / igual a 1, mas foram também utilizadas outras relações como por exemplo $h/d=2$ [30].

6.4.2. EFEITO DA TEMPERATURA MÁXIMA E DA VELOCIDADE DE AQUECIMENTO E DE ARREFECIMENTO

Para que qualquer ensaio de determinação da resistência à compressão possa ser realizado, é necessário que o provete a ensaiar seja capaz de suportar a carga térmica que recebe no interior do forno sem se destruir prematuramente. O modo como se processa a evolução dessa carga térmica tem grande influência no sucesso e nos resultados de qualquer investigação [31].

O rápido aquecimento de um provete de pequenas dimensões resulta na sua destruição durante o aquecimento, provavelmente devido às pressões internas do vapor, de um modo semelhante ao *spalling* dos elementos estruturais que ocorre em alguns incêndios [28].

Uma velocidade de aquecimento lenta causa menores diferenciais térmicos entre a superfície e o interior dos provetes e conduz a tensões de rotura residuais 50% superiores.

De um modo geral, os provetes testados a quente mostram maior resistência do que os ensaiados depois de arrefecidos.

Malhotra [2] submeteu provetes, de seis misturas de betão, com a mesma forma e dimensões ao mesmo regime de aquecimento. Verificou que, de um modo geral, para temperaturas abaixo dos 300°C havia uma redução da ordem dos 10% da resistência residual dos betões. Aos 500°C essa redução era de 50%. Para um aquecimento a 600°C a redução de resistência residual dos betões foi de 75%.

6.4.3. EFEITO DO TIPO DE AGREGADO

A pasta de cimento expande-se até temperaturas da ordem dos 150 °C a 200 °C e retrai-se rapidamente quando exposta a temperaturas superiores devido à perda de água. Por outro lado os agregados, a temperatura elevada, continuam a expandir-se durante toda a fase de aquecimento. Portanto, quanto maior for o coeficiente de expansão térmica dos agregados, pior será o seu desempenho sob a acção de elevadas temperaturas.

Os agregados com mais elevada percentagem de sílica tendem a ter maiores coeficientes de expansão térmica, do que os que apresentam uma percentagem de sílica menor.

Outros agregados podem sofrer diferentes formas de alterações internas a temperaturas elevadas, como as que ocorrem em calcários e dolomites, com a calcinação do carbonato de cálcio ou do carbonato de magnésio respectivamente. A calcinação também afecta a evolução das temperaturas no betão devido à energia calorífica consumida nesta reacção endotérmica.

O agregado influencia a difusibilidade térmica do betão e também a profundidade de penetração do calor. Neste aspecto, os betões de agregados leves oferecem mais vantagem do que os betões de agregados convencionais por isolarem o interior dos elementos de betão das altas temperaturas desenvolvidas na ocorrência dos incêndios.

Nos seus trabalhos Abrams [1] mostrou que os provetes de betão de agregados leves ou de agregados calcários, quando aquecidos até aos 600°C, exibiam maiores resistências à compressão do que os betões de agregados siliciosos.

O tipo de agregado utilizado na composição do betão tem, portanto, um efeito determinante no comportamento deste material a elevadas temperaturas. A Figura 6.8 ilustra a variação da resistência obtida a quente ($f_{c,T}$), comparativamente à resistência inicial do betão ($f_{c,20^\circ\text{C}}$) para betões correntes com diferentes tipos de agregados.

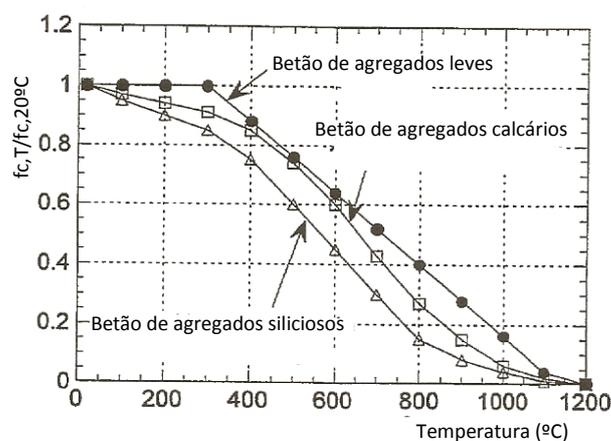


Figura 6.8 – Influência do tipo de agregado na resistência à compressão do betão a elevadas temperaturas [20].

6.4.4. INFLUÊNCIA DO TIPO DE CIMENTO

Tem sido referido que o tipo de cimento utilizado no fabrico do betão exerce pouca influência na resistência residual do betão após um incêndio. Dias et al. [28] verificaram que alguns cimentos, nomeadamente o cimento de alto-forno, têm melhor desempenho que o cimento Portland normal.

Na pasta hidratada de cimento, ao ser aquecida, ocorrem alterações químicas. Por exemplo: cerca dos 540°C o hidróxido de cálcio é decomposto; aos 815°C ocorre a carbonatação do carbonato de cálcio. Estas são as alterações químicas mais simples que podem ocorrer, mas se a temperatura não for suficientemente elevada, há a presença do óxido de cálcio. Os volumes de alteração deste composto são certamente suficientes para causar uma rotura interna e perda de resistência do betão durante a calcinação e subsequente re-hidratação.

Por esta razão, alguns autores [32, 33] sugerem o emprego de cimento de alto-forno ou similar por causa da reduzida quantidade de hidróxido de cálcio durante a hidratação.

Poon et al. [33] compararam a resistência e durabilidade de betões normais com a de betões pozolânicos incorporando sílica de fumo, cinzas volantes e escória de alto-forno. Verificaram que os betões pozolânicos revelaram melhor desempenho a elevadas temperaturas que os betões correntes. Embora o decréscimo de resistência com a temperatura tenha sido semelhante nos dois tipos de betões, os betões pozolânicos apresentaram maiores resistências residuais.

Estes autores estudaram também a influência da introdução de metacaulino em diferentes tipos de betões sujeitos a elevadas temperaturas [34]. Verificaram, que após os 200°C, os betões contendo metacaulino sofrem uma perda de resistência à compressão mais severa que os outros betões. Constataram ainda que um aumento da percentagem de metacaulino no betão aumenta a ocorrência do *spalling*.

6.4.5. INFLUÊNCIA DA IDADE DO PROVETE

Do resultado de vários trabalhos de investigação concluiu-se que, quanto mais idade tiver um betão, menos severo parece ser o dano resultante da sua exposição a elevadas

temperaturas. Atribui-se o facto à baixa quantidade de água livre existente no betão envelhecido. Esta teoria é baseada nos ensaios a altas temperaturas referidos em Menou [13] em que se verificou que provetes com 90 dias de idade têm um melhor desempenho do que os provetes com 28 dias. A idade tem um efeito determinante no desempenho a elevadas temperaturas dos betões jovens, se ainda não tiverem adquirido uma parte significativa da sua resistência final.

6.4.6. INFLUÊNCIA DO PERÍODO DE AQUECIMENTO

Tanto a temperatura como o tempo de exposição afectam a condição residual do betão. Ichikawa et al. [35] apresentaram um modelo matemático e computacional para previsão das alterações na temperatura, teor de humidade e pressão nos poros em betão sujeito a elevadas temperaturas. Mohamedbhai [36] avaliou a influência do tempo de exposição e das taxas de aquecimento e de arrefecimento na resistência residual de betões. Verificou que períodos curtos de exposição a temperaturas elevadas induziam a maiores perdas de resistência do betão do que maiores períodos de exposição. Quando submetido a elevadas temperaturas, a diminuição progressiva da resistência do betão com o tempo é provavelmente devida à contínua perda de água da matriz e, em algumas circunstâncias, do agregado. Os efeitos devidos à incompatibilidade térmica entre a matriz e o agregado são mais susceptíveis de ocorrerem imediatamente no início do aquecimento e não como fenómenos de longo prazo.

6.4.7. EFEITO DO CARREGAMENTO DURANTE O AQUECIMENTO

Os provetes de betão aquecidos sob uma tensão de compressão da ordem da sua tensão de rotura à compressão a 20°C, apresentam uma diminuição inferior na tensão de rotura a quente, comparativamente a provetes não carregados. Essa diferença situa-se nos 4% aos 200°C e aumenta para 21% aos 500°C. Malhotra [2] atribuiu este aumento de tensão ao facto de o carregamento inibir a formação de fendas nos provetes.

O carregamento limita a fissuração interna que se pode verificar durante o processo de aquecimento/arrefecimento. Porém, existem situações em que o carregamento pode ter um efeito contrário, se for excessivo, provocando o início da rotura do betão.

De um modo geral, a aplicação de uma tensão de compressão durante o aquecimento é benéfica em termos da tensão de rotura residual, provavelmente devido ao fechamento das fissuras.

A Figura 6.9 ilustra a influência do carregamento dos provetes, durante o aquecimento, na resistência à compressão de um betão corrente de agregados calcários.

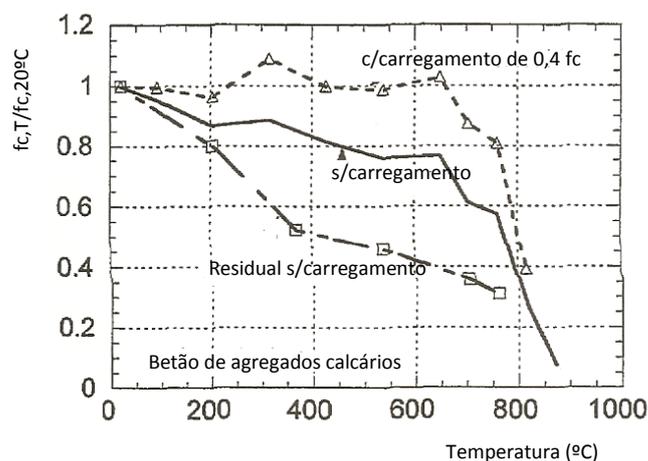


Figura 6.9- Influência do carregamento, durante o aquecimento, na resistência à compressão do betão [20].

6.4.8. EFEITO DO ARREFECIMENTO DOS PROVETES

O armazenamento dos provetes após o arrefecimento e antes de serem testados, tem um efeito importante na sua resistência residual. Menou [13] reportou que provetes de argamassa colocados ao ar mostravam um progressivo decréscimo na sua resistência durante um período de 2 a 7 dias após o arrefecimento. Isso foi explicado por Malhotra [2] pela abertura de algumas fissuras que existem no interior do betão. Os resultados mostram ainda que, depois de 10 dias os provetes recuperaram cerca de 15% da sua resistência. A absorção de água após o arrefecimento resulta numa considerável melhoria da resistência residual do betão. A causa deste ganho de resistência tem sido genericamente atribuído à rehidratação da pasta de cimento, que perdeu água durante o aquecimento. Esta teoria é suportada pela observação de Zoldners [37], na qual provetes arrefecidos rapidamente em água apresentavam uma camada externa, endurecida e descolorada que ele considerou ser devida à rehidratação.

O mecanismo de recuperação da resistência foi investigado por Cook et al. [38], utilizando uma variedade de métodos incluindo análises térmicas diferenciais, análise da distribuição e da dimensão dos poros e medição do grau de carbonatação.

Estes testes confirmaram que a perda imediata da resistência do betão durante o aquecimento é devida à desidratação do gel da pasta de cimento. Contudo a recuperação da resistência após o aquecimento não se provou ser devida à rehidratação, mas principalmente à carbonatação causada pela criação de um novo sistema capilar devido ao aquecimento, aumentando a permeabilidade do betão a gases e vapores. Este aumento de capilaridade foi causado pela desidratação e/ou fissuração da pasta.

Chan et al. [9] estudaram as propriedades mecânicas e a estrutura porosa de betões de resistência normal e de alta resistência após exposição a temperaturas superiores a 800°C. Determinaram a resistência residual após aquecimento e verificaram que os betões de alta resistência apresentaram maior resistência residual do que os betões de resistência normal. As alterações na estrutura porosa do betão justificam a degradação das propriedades mecânicas do betão de alta resistência quando submetido a elevada temperatura.

Reis et al. [39] estudaram as propriedades mecânicas de betões de resistência normal e de alta resistência com agregados de granito e fibras de aço, após exposição a temperaturas inferiores a 800°C. Verificaram que houve um ganho na resistência dos betões após o arrefecimento comparativamente à resistência obtida a quente.

Husem [10] estudou a variação da resistência à compressão e à flexão de betões de resistência normal e de alta resistência submetidos a elevadas temperaturas e arrefecidos diferentemente ao ar e em água. Concluíram que a degradação da resistência à compressão e à flexão nestes betões é maior quando os provetes são arrefecidos em água fria. Em termos de ganho de resistência, foi de 13% para os provetes arrefecidos ao ar e de apenas 5% para os provetes arrefecidos em água.

Branco et al. [40] determinaram a resistência residual, após aquecimento a elevadas temperaturas, de betões com fibras de carbono submetidos a arrefecimento natural e a arrefecimento rápido por imersão em água fria. Verificaram que os betões arrefecidos

em água fria registaram maiores perdas de resistência do que os betões arrefecidos de modo natural, em virtude do choque térmico.

Peng et al. [41] e Xiao et al. [42] verificaram também que o regime de arrefecimento dos provetes, após terem sido sujeitos a elevadas temperaturas, influencia significativamente as propriedades residuais do betão.

6.5. TRABALHO EXPERIMENTAL

Como anteriormente se referiu, o objectivo do trabalho descrito no presente capítulo foi avaliar a influência da presença da cortiça, enquanto agregado, na resistência mecânica (resistência residual à compressão) e nas propriedades (massa volúmica e absorção de água) de betões sujeitos a temperaturas elevadas. Pretendeu-se verificar se a introdução de grânulos de cortiça expandida (GCE), em substituição de parte do agregado fino (areia) num betão pode melhorar o seu desempenho face às altas temperaturas.

A resistência mecânica de betões (contendo respectivamente, 20%, 25%, 30% e 40%, de granulado de cortiça e submetidos a temperaturas de 90°C, 100°C/115°C, 200°C, 300°C, 400°C, 500°C e 600°C, obtida após o arrefecimento (resistência residual de compressão), foi comparada com a de outros betões de referência que não continham cortiça.

Foi também avaliada a evolução da massa volúmica e da absorção de água dos betões com a temperatura.

A abordagem do problema privilegiou a realização de trabalho experimental que compreendeu duas fases.

Numa primeira fase foram realizadas amassaduras dos vários betões em estudo e fabricados provetes prismáticos com 150×150×600 mm³ de dimensão. Estes provetes foram submetidos a aquecimento, até às temperaturas de ensaio pré-definidas, num forno de campânula.

O forno de campânula, existente no Laboratório de Construções da FCTUC, possibilitou a aplicação de uma carga térmica através da temperatura imposta sobre a

face superior dos provetes prismáticos. Isso permitiu que o aquecimento dos provetes ocorresse de forma uniforme e unidireccional a partir da sua superfície.

Pretendeu-se também garantir que a dimensão da amostra de betão a aquecer fosse representativa do betão em estudo e que os provetes não se degradassem facilmente face ao processo de aquecimento imposto. Por outro lado, as dimensões internas do forno impunham limitações à dimensão dos provetes. Por isso, optou-se por submeter a aquecimento provetes prismáticos dos vários betões com a dimensão indicada.

O aquecimento dos provetes foi realizado a uma velocidade de 5°C/min, considerando que esta velocidade de aquecimento não conduz a um gradiente térmico significativo que possa danificar o material, por causa de restrições induzidas por uma grande diferença de temperatura entre a superfície aquecida e o centro do provete. Esta taxa de aquecimento é correntemente usada para aquecimento de provetes de betão, neste tipo de trabalhos experimentais.

A escolha da gama de temperaturas pré-definidas para o aquecimento dos provetes também atendeu às temperaturas habitualmente consideradas neste tipo de trabalhos e ao facto de cobrir a gama de temperaturas a que o material pode estar sujeito em caso de incêndio real.

Foram seleccionadas as temperaturas de 90°C, 100°C e 115°C considerando que nesta fase ocorre a passagem da água líquida a vapor de água. Deste modo pretendeu-se obter uma melhor definição do comportamento do betão nesta zona de transição.

A temperatura máxima de aquecimento estabelecida foi de 600°C, considerando que a partir desta temperatura a alteração das propriedades do betão, nomeadamente da resistência à compressão, já é muito significativa e que também se verifica maior ocorrência de fenómenos de *spalling* do betão.

A Figura 6.10 esquematiza a colocação do forno e o aquecimento dos provetes.

O arrefecimento dos provetes ocorreu no interior do forno de forma natural.

Numa segunda fase, após o arrefecimento natural dos provetes prismáticos, foram extraídas cinco carotes de cada um deles.

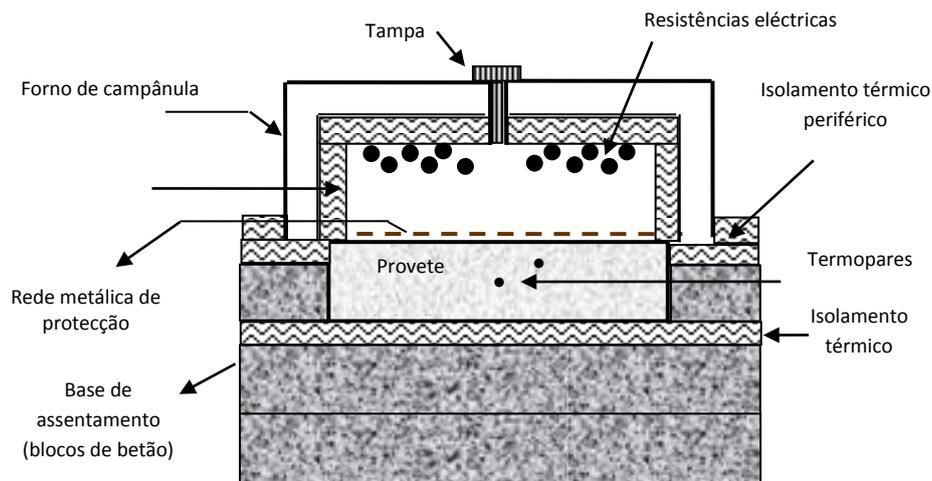


Figura 6.10 – Esquema de aquecimento dos provetes.

Essas carotes foram depois serradas, rectificadas e transformadas em provetes cilíndricos de 100 mm de altura, com uma relação altura/diâmetro igual a 1.

Os provetes cilíndricos foram então submetidos aos ensaios para determinação das propriedades já referidas. Os resultados obtidos foram comparados com os de outros provetes cilíndricos que não foram sujeitos a aquecimento (ensaios a frio).

6.5.1. COMPOSIÇÃO DOS BETÕES

Como já foi referido, foram estudados seis tipos de betões: BR, BAER, BE20, BE25, BE30 e BE40. A composição destes betões é igual à dos betões da série B8, descrita no Capítulo 3.

Tabela 6.3 – Composição dos betões estudados.

Componentes (kg/m ³)	Tipo de Betão					
	BR	BAER	BE 20	BE25	BE30	BE40
Areia	457,0	457,0	365,6	342,8	319,9	274,3
Brita	1372	1372	1372	1372	1372	1372
Cimento	380	380	380	380	380	380
Água (l/m ³)	190	190	190	190	190	190
Sika AER (l/m ³)	-	0,36	-	-	-	-
GCE (0/1)	-	-	7,37	9,21	11,05	14,74
GCE (1/2)	-	-	2,13	2,66	3,20	4,26
a/c	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

A Tabela 6.3 resume a composição dos betões estudados. Nesta Tabela, GCE significa granulado de cortiça expandida.

6.5.2. EXECUÇÃO DOS PROVETES E PROCEDIMENTOS DO ENSAIO DE AQUECIMENTO

Foram realizadas as amassaduras dos seis tipos de betão, na mesma betoneira, respeitando a composição, a ordem de introdução dos componentes na betoneira e o tempo de amassadura das misturas, nas condições já referidas no Capítulo 3.

Seguiram-se os procedimentos, anteriormente referidos, quer na amassadura dos betões estudados, quer no fabrico e preparação dos provetes prismáticos para estes ensaios.

6.5.2.1. Execução e preparação dos provetes submetidos a aquecimento

De cada um dos betões moldaram-se três provetes prismáticos de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$ de dimensão.

Após enchimento, os provetes foram vibrados em mesa vibratória e permaneceram em condições ambientais no Laboratório de Construções da FCTUC, durante 24 horas.

Os provetes foram desmoldados 24 horas após a betonagem e colocados em câmara de cura programada para garantir a temperatura de ($\cong 20^\circ\text{C}$) e humidade relativa ($\cong 95\%$), onde permaneceram até à data de ensaio. Todos os betões foram ensaiados com idade superior a 2 meses.

De cada amassadura foi reservado um provete que não foi sujeito a aquecimento. Os outros provetes prismáticos foram posteriormente aquecidos às temperaturas definidas para cada ensaio.

Antes de serem submetidos ao aquecimento, os provetes prismáticos foram todos instrumentados com dois termopares previamente calibrados: um colocado a meio da espessura do provete (Termopar 1) e o outro a 25 mm da superfície superior (Termopar 2) de acordo com a Figura 6.11.

Foram utilizados termopares do tipo K calibrados, em água a ferver (100°C) e em gelo fundente (0°C).

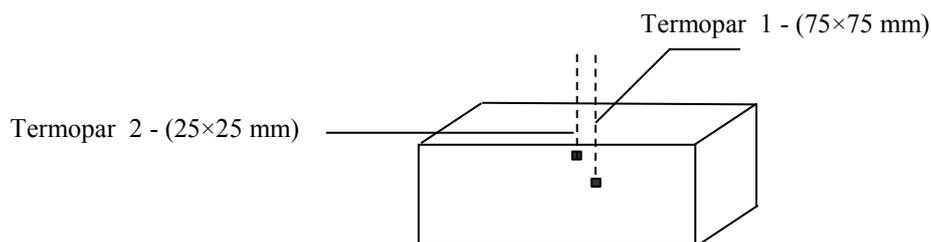


Figura 6.11 – Instrumentação dos provetes prismáticos.

Para colocação dos termopares foram realizados, com o auxílio de um berbequim, dois furos com 5mm de diâmetro e a profundidade indicada, Após limpeza dos furos foram colocados os termopares e selados com calda de cimento.

A instrumentação dos provetes permitiu a monitorização da evolução da temperatura no interior do betão, durante as fases de aquecimento e de arrefecimento dos provetes.

Depois de instrumentados e devidamente identificados (Figura 6.12 a) os provetes foram então colocados, sobre uma base de betão e rodeados com outros elementos de betão (cubos). A função destes elementos foi apenas a de permitir o assentamento e colocação do forno de modo a garantir um aquecimento homogéneo dos provetes de ensaio, evitando o aquecimento da laje do pavimento.

Sobre os provetes foi colocada uma rede metálica, como prevenção para a protecção das paredes internas do forno e das resistências eléctricas, no caso de ocorrer o *spalling* de algum dos betões (o que efectivamente se veio a verificar com o betão de referência, BR).

Procedeu-se então à colocação de mantas de fibra mineral, no contorno exterior dos provetes, para minimizar eventuais perdas de calor pela periferia, depois da colocação do forno (ver Figura 6.12 b).



Figura 6.12 – a) Identificação e colocação dos provetes prismáticos de betão no interior do forno; b) Colocação da rede metálica de protecção e do isolamento na periferia.

6.5.2.2. Equipamento utilizado no aquecimento dos provetes

Após os procedimentos descritos anteriormente, sobre os provetes a ensaiar, foi colocado o forno eléctrico tipo campânula (ver Figura 6.13), sendo os provetes aquecidos, no seu interior. O forno, construído em chapa metálica com 12 mm de espessura, apresentava uma secção, em planta, quadrada, possuindo dimensões externas de $(900 \times 900 \times 450)$ mm³. As dimensões internas úteis do forno eram menores $(500 \times 500 \times 150)$ mm³, devido à camada de isolamento térmico interno e à disposição das resistências eléctricas.

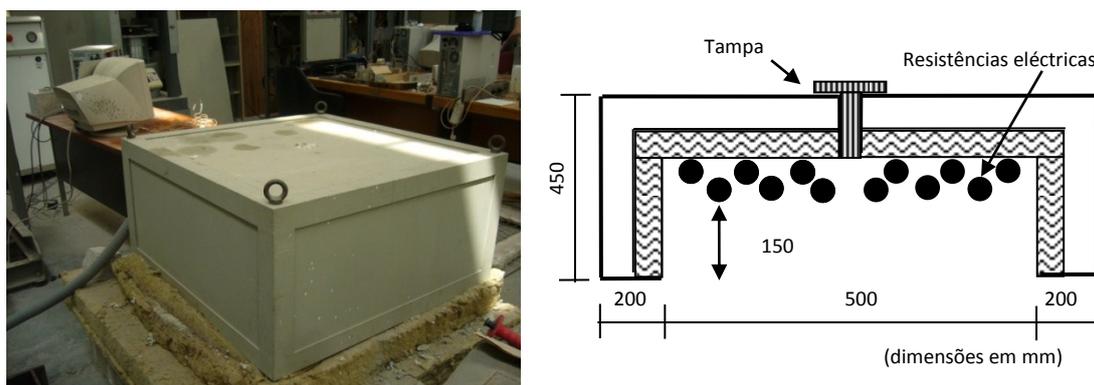


Figura 6.13 - Imagem e esquema de dimensões do forno de campânula.

Este forno, fabricado pela Termolab, tinha a capacidade para atingir temperaturas de 1200°C e não possuía fundo, permitindo que o calor incidisse directamente sobre os provetes. O aquecimento era garantido por três grupos de duas resistências eléctricas, com uma potência total de 19 kW. O controlo do aquecimento era efectuado através de dois controladores de temperatura Eurotherm, série 2400, sendo a temperatura no interior do forno lida através de duas sondas tipo K, colocadas no interior do forno.

6.5.2.3. Ciclo de temperaturas adoptado nos ensaios

Todos os provetes foram submetidos ao mesmo método de aquecimento / arrefecimento. A Figura 6.14 esquematiza a evolução da temperatura seguida para o aquecimento / arrefecimento dos betões.

Inicialmente os provetes foram aquecidos durante um intervalo de tempo $\Delta t_1 = t_1 - t_0$, a uma velocidade de aquecimento constante de $5^\circ\text{C}/\text{min}$, até se atingir no forno a temperatura ($T_{\text{máx}}$) para esse ensaio.

Manteve-se depois o forno a temperatura constante, durante um período de estabilização $\Delta t_2 = t_2 - t_1$, para que nos termopares dos provetes também se atingisse a temperatura desejada. O tempo requerido para a estabilização da temperatura no interior dos provetes depende da temperatura máxima pré-definida para o ensaio e do tipo de betão. Quanto mais elevada a temperatura a atingir, menor o tempo de estabilização necessário.

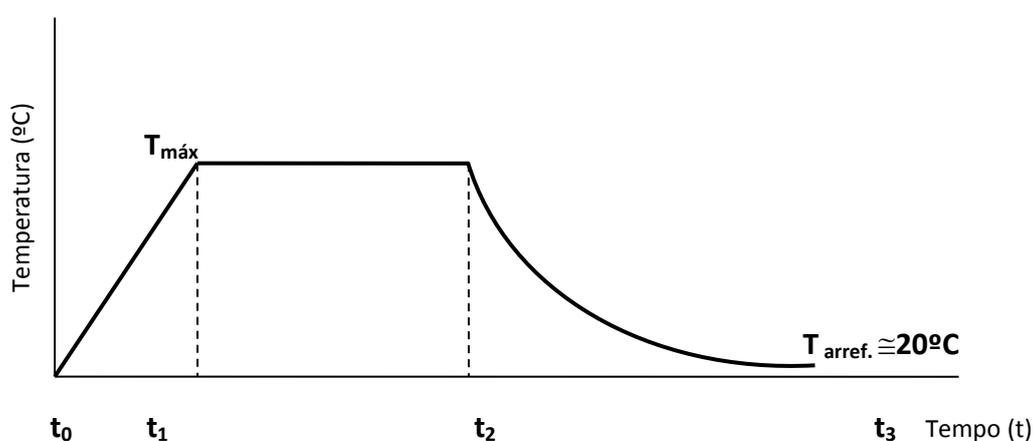


Figura 6.24 – Evolução da temperatura no interior do forno.

Depois de atingida e estabilizada a temperatura no interior dos provetes, o forno foi desligado.

Devido à sua diferente composição, os vários tipos de betão exibiam tempos de aquecimento e de estabilização distintos para atingirem a temperatura de ensaio pré-definida ($T_{\text{máx}}$). Para se obter a mesma temperatura nos termopares de todos os provetes, os ensaios seriam excessivamente morosos. Optou-se então por desligar o forno quando o primeiro provete registasse a temperatura máxima pré-definida.

Mantiveram-se depois os provetes no interior do forno, durante um intervalo de tempo $\Delta t_3 = t_3 - t_2$, deixando-os arrefecer naturalmente, até registarem uma temperatura próxima dos 20°C , a partir da qual os provetes foram retirados do forno ($T_{\text{arref.}} \cong 20^\circ\text{C}$).

O tempo necessário para arrefecimento dos provetes também variou com a temperatura de máxima de aquecimento. Quanto maior o nível de temperatura a atingir, maior o tempo necessário para o arrefecimento dos provetes.

Os ensaios de determinação da resistência residual à compressão, da massa volúmica e da absorção de água foram realizados após arrefecimento dos provetes.

A Figura 6.15 ilustra a evolução das temperaturas, registadas num dos ensaios de aquecimento pelos termopares colocados nos provetes e no forno, através de um datalogger PicoLog TC com oito canais para aquisição dos dados.

Nesta Figura BR1, BAER1 e BE20 1 representam as curvas de temperatura registadas pelos termopares colocados no interior dos provetes (7,5 cm de profundidade), BR2, BAER2 e BE20 2 representam as curvas de temperatura registadas pelos termopares colocados à superfície dos provetes (2,5 cm de profundidade) dos betões BR, BAER e BE20 respectivamente, Forno1 e Forno2 as curvas de temperatura registadas pelas sondas colocadas no interior do forno.

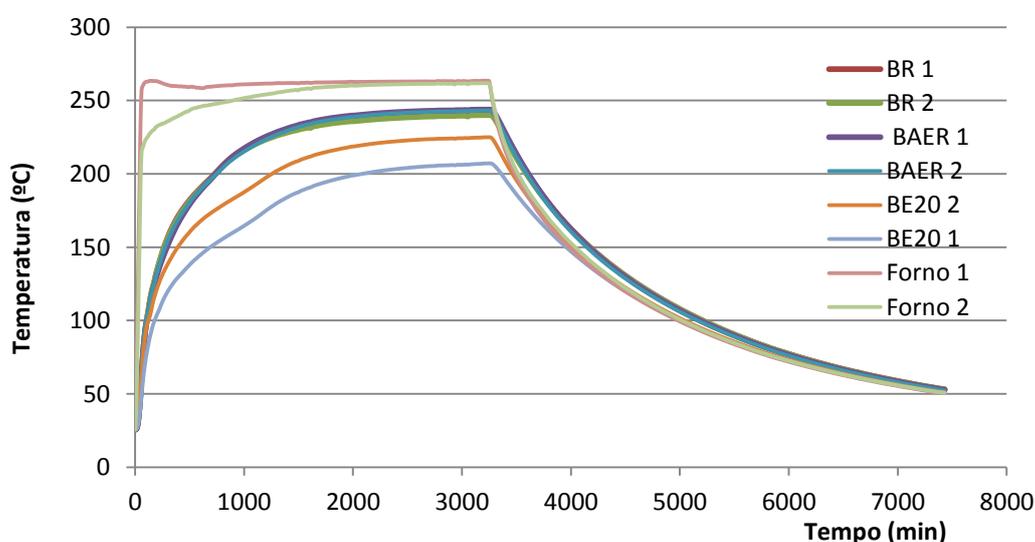


Figura 6.15 – Temperaturas registadas num dos ensaios.

Os provetes foram submetidos respectivamente, a temperaturas de 90°C, 100°C ou 115°C, 200°C, 300°C, 400°C, 500°C e 600°C.

6.5.2.4. Preparação dos provetes para os ensaios de compressão axial

Depois de arrefecidos, retiraram-se os provetes do forno. Foram então extraídas, de cada um dos prismas, cinco carotes cilíndricas.

A extracção das carotes foi cuidadosamente realizada com uma carotadora de 100mm de diâmetro, de acordo com a norma NP EN 12504-1 [43], empregue na extracção de carotes de estruturas de betão.

Após a extracção foi seguido o mesmo procedimento no corte das carotes de todos os betões com vista à preparação dos respectivos provetes.

Dessas carotes, inicialmente com altura aproximada de 15 cm retiram-se, com uma máquina de corte Masonry 500, duas fatias de betão com 25 mm de espessura: uma da face superior (mais aquecida) e outra face inferior (ver Figura 6.16).

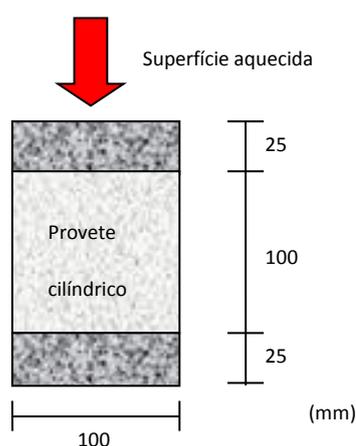


Figura 6.16 – Obtenção dos provetes cilíndricos dos vários betões a partir das carotes.

Depois do corte foram assim obtidos provetes cilíndricos com 100 ± 2 mm de diâmetro (d) e de altura (h), isto é, com uma relação $h/d \cong 1$.

Antes de serem submetidos a ensaios de determinação resistência à compressão, procedeu-se à rectificação por capeamento dos provetes com enxofre (Figura 6.17 a), de acordo com os procedimentos descritos no Anexo A da NP EN12390-3 [44].

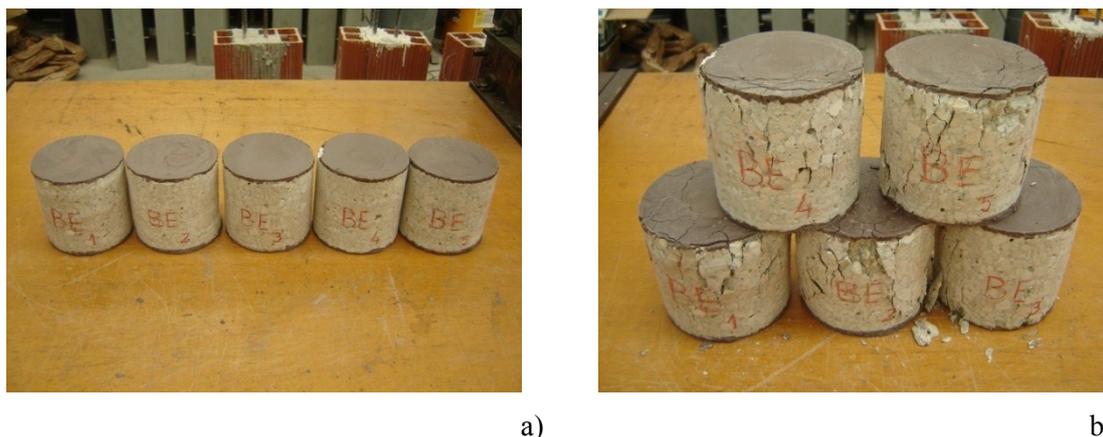


Figura 6.17 – Exemplo dos provetes cilíndricos obtidos dos prismas previamente aquecidos: a) devidamente rectificadas e capeadas para os ensaios de compressão; b) após os ensaios de compressão.

Verificou-se a ocorrência de *spalling* do betão de referência (BR), quando aquecido aos 600°C. Apesar do *spalling* não ter abrangido toda a espessura do provete prismático, a degradação do betão não permitiu obter provetes com relação h/d idêntica aos anteriores.

6.5.3. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA RESIDUAL À COMPRESSÃO

Os ensaios de determinação de resistência residual à compressão foram realizados no Laboratório de Construções da FCTUC, numa máquina de ensaios universal Servosis MUF-404/100, que possui uma célula de carga de 1000kN. Os ensaios foram realizados de acordo com os procedimentos da NP EN 12390-3 [44]. A Figura 6.17 b) ilustra o aspecto dos provetes de um dos tipos de betão após os ensaios de compressão axial.

Antes de cada ensaio efectuaram-se e registaram-se três medições do diâmetro e da altura de cada um dos provetes cilíndricos, tendo sido considerada a altura e diâmetro médios resultantes de várias das leituras.

O valor obtido para o diâmetro permitiu avaliar a secção de cada provete para a determinação precisa da tensão de rotura à compressão. A determinação da altura média permitiu aferir se a relação altura/diâmetro de cada provete se mantinha próxima de 1.

A Tabela 6.4 resume os valores médios e entre parêntesis os valores do desvio-padrão da resistência residual à compressão, obtidos para cada condição de ensaio, resultantes de três provetes.

Tabela 6.4 – Variação da resistência residual dos betões com a temperatura: valor médio e desvio-padrão (MPa).

Betão	20°C	90°C	100°C	115°C	200°C	300°C	400°C	500°C	600°C
BR	31,40 (0,64)	31,25 (0,60)	31,00 (0,50)	30,85 (0,50)	15,38 (1,33)	15,00 (1,32)	11,42 (0,56)	11,73 (1,54)	(*) -
BAER	28,98 (1,10)	24,73 (1,56)	23,79 (1,29)	20,90 (1,46)	12,85 (0,67)	10,64 (0,78)	10,33 (1,14)	6,63 (0,27)	6,90 (0,49)
BE20	30,60 (1,38)	29,35 (0,93)	28,58 (1,80)	28,55 (0,51)	14,60 (0,56)	14,82 (0,69)	11,67 (0,96)	12,53 (0,81)	8,90 (1,03)
BE25	33,14 (0,69)	32,07 (0,97)	32,00 (0,96)	- -	30,40 (1,45)	27,73 (1,71)	27,21 (1,12)	23,95 (1,67)	17,74 (0,79)
BE30	32,40 (1,05)	31,77 (0,38)	31,26 (0,31)	- -	29,49 (0,67)	29,47 (0,66)	24,49 (0,79)	22,35 (1,59)	19,04 (0,97)
BE40	27,96 (0,75)	23,95 (1,09)	22,9 (0,83)	- -	21,98 (1,03)	21,38 (1,03)	19,82 (0,98)	17,70 (1,12)	17,54 (1,07)

(*) Não foi possível obter resultados devido ao *spalling* do betão

6.5.4. DETERMINAÇÃO DA VARIAÇÃO DA MASSA VOLÚMICA E DA ABSORÇÃO DE ÁGUA DOS BETÕES COM A TEMPERATURA

De acordo com a NP EN 12390-7 [45] foi determinada a massa volúmica dos provetes e a absorção de água dos betões com a temperatura. Os procedimentos para a realização destes ensaios encontram-se descritos no Capítulo 3.

A Tabela 6.5 resume os valores médios da massa volúmica dos betões, obtidos em dois provetes, para cada condição de ensaio.

Tabela 6.5 – Valores médios da variação da massa volúmica dos betões com a temperatura.

Betão	20°C	90°C	100°C	115°C	200°C	300°C	400°C	500°C	600°C
BR	2377	2248	-	2325	2367	2320	2202	1615	1481
BAER	2258	2142	-	2277	2294	2166	2127	1928	1363
BE20	2287	2310	-	2210	2327	2246	2241	1999	1481
BE25	2349	2336	2307	-	2288	2281	2262	2262	2232
BE30	2332	2329	2287	-	2273	2262	2247	2247	2244
BE40	2199	2171	2178	-	2175	2135	2102	2102	2084

A Tabela 6.6 apresenta os valores médios da absorção de água dos betões, obtidos para cada condição de ensaio.

Tabela 6.6 – Valores médios da variação da absorção de água dos betões com a temperatura (%).

Betão	20°C	90°C	100°C	115°C	200°C	300°C	400°C	500°C	600°C
BR	4,1	4,2	3,5	3,8	4,8	-	6,2	-	11,7
BAER	4,3	4,3	4,1	4,2	5,6	-	6,2	-	7,9
BE20	3,4	3,2	3,7	3,4	5,7	-	4,9	-	6,6
BE25	5	4,8	5,6	-	5,8	5,9	5,7	5,8	6,2
BE30	5	4,3	5,4	-	5,8	5,8	5,7	5,8	6,5
BE40	6,5	5,6	6,4	-	5,9	7,3	6	7,1	7,3

6.6 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.6.1. EFEITO DA TEMPERATURA NA RESISTÊNCIA RESIDUAL À COMPRESSÃO DO BETÃO

A Figura 6.18 ilustra a variação da resistência média residual à compressão dos betões estudados, com a temperatura.

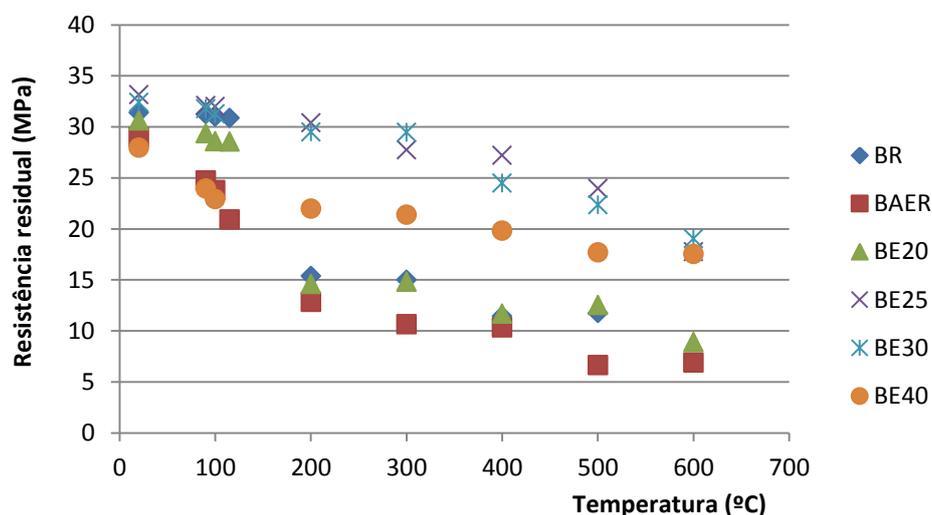


Figura 6.18 – Variação da resistência média residual dos betões com a temperatura.

Como seria de esperar verificou-se, em todos os betões testados, uma diminuição da resistência residual de compressão com o aumento da temperatura. Globalmente esse

decréscimo é mais significativo no betão de referência (BR), no betão com introdutor de ar (BAER) e no betão com menor percentagem de cortiça (BE20).

A Figura 6.19 apresenta a percentagem de variação da resistência residual à compressão ($f_{c,T}$) obtida para a temperatura máxima de aquecimento, relativamente à resistência inicial dos betões ($f_{c,20^{\circ}\text{C}}$), obtida a frio ($f_{c,T}/f_{c,20^{\circ}\text{C}}$).

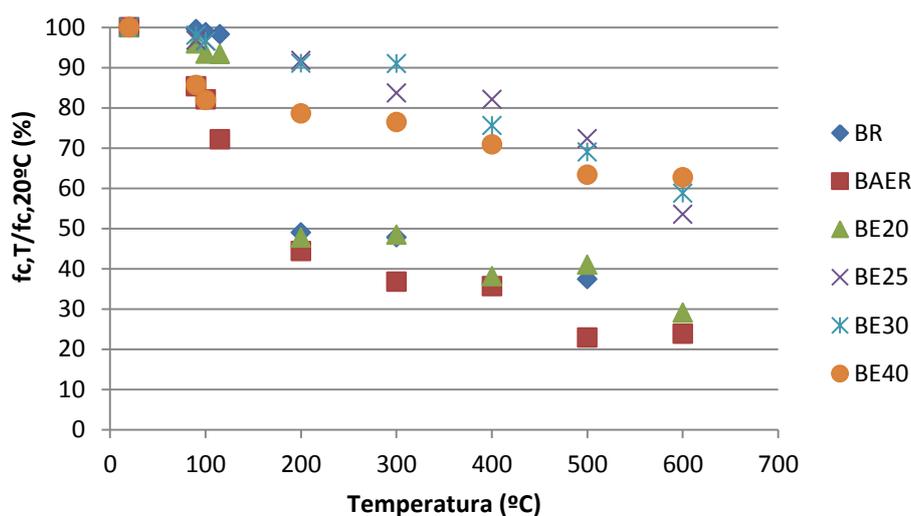


Figura 6.19 – Variação da resistência média residual relativamente à resistência inicial dos betões.

Até aos 115°C a influência da temperatura na resistência residual dos betões BR, BE20, BE25 e BE30, não é muito significativa. Ao contrário, para o betão BE40 e BAER, registou-se, para esta temperatura, um decréscimo da ordem dos 20% da sua resistência inicial.

Vários autores [1, 2, 3, 20] têm constatado que a diminuição da resistência dos betões até aos 200°C não é muito significativa. A partir dos 200°C o betão está completamente seco e a resistência à compressão diminui significativamente em função da temperatura.

À exceção do BE20, os betões com cortiça registaram menores percentagens de perda de resistência com a temperatura. Aos 500°C os betões BE25, BE30 e BE40, registavam resistências entre 60% a 70% da resistência inicial, enquanto para os

outros betões, esse valor se situava nos 40% para os betões BR e BE20, e nos 20% para o betão BAER.

Para os betões com maiores quantidades de cortiça, a perda de resistência com o aumento de temperatura foi sendo gradual.

Para a temperatura máxima de aquecimento dos provetes (600°C), não se observou aumento de perda de resistência do BE40 o que não aconteceu com os betões BE25 e BE30. Como anteriormente se referiu, não foi possível determinar a resistência do betão BR, a esta temperatura, em virtude da ocorrência do *spalling* dos provetes durante o aquecimento.

Os betões BR e BAER registaram as maiores perdas de resistência apresentando, após aquecimento aos 500°C, uma resistência de respectivamente 40% e 20% da sua resistência inicial.

Os valores obtidos para o BR estão de acordo com vários valores referidos noutros trabalhos experimentais para betões correntes de agregados calcários. Verifica-se que a incorporação de um introdutor de ar neste tipo de betões não melhora o seu desempenho sob a acção de temperaturas elevadas. O betão BAER foi o que registou maiores perdas percentuais de resistência à compressão para todas as temperaturas analisadas.

Segundo Schneider [3], o tipo de agregado é o factor que mais influencia a resistência residual de um betão. A presença da cortiça parece ter um efeito benéfico no comportamento do betão quando sujeito a temperaturas elevadas, uma vez que os betões contendo maiores quantidades de cortiça registaram, percentualmente, menores perdas de resistência.

6.6.2. EFEITO DA TEMPERATURA NA MASSA VOLÚMICA DO BETÃO

A Figura 6.20 apresenta a variação da massa volúmica dos betões estudados, com a temperatura.

Verifica-se a partir dos 200°C, para todos os betões testados, um decréscimo da massa volúmica com o aumento da temperatura.

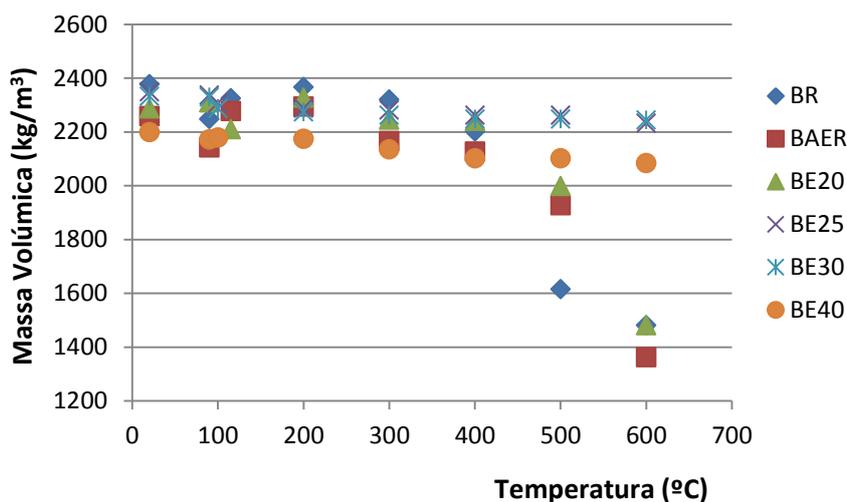


Figura 6.20 – Variação da massa volúmica dos betões com a temperatura.

Para os betões com maiores percentagens de cortiça (BE25, BE30 e BE40), a variação da massa volúmica com a temperatura foi quase linear até à temperatura máxima de ensaio (600°C) e não assume valores significativos. O mesmo acontece para os betões BR, BAER e BE20, até aos 400°C.

Aos 500°C os betões BE20, BAER apresentam uma diminuição da sua massa volúmica com o aumento da temperatura, mais significativa para o betão BR. Aos 600°C esse decréscimo é ainda maior, neste caso para os betões BAER e BE20.

A Figura 6.21 exhibe, em percentagem, a variação da massa volúmica com a temperatura ($MV_{,T}$) a que os betões foram submetidos, comparativamente à massa volúmica inicial ($MV_{,20^{\circ}\text{C}}$), obtida a frio, ($MV_{,T}/MV_{,20^{\circ}\text{C}}$).

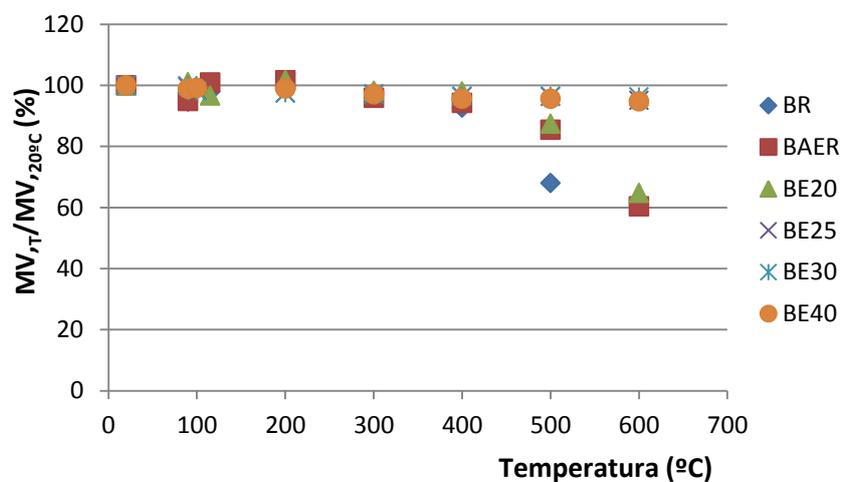


Figura 6.21 – Percentagem de variação da massa volúmica dos betões com a temperatura.

Aos 500°C verifica-se uma diminuição brusca da massa volúmica do betão de referência (BR), da ordem dos 35%. Os betões BAER e BE20 também registaram decréscimos de aproximadamente 20% na sua massa volúmica.

Aos 500°C para estes betões (BR, BAER e BE20) essa variação foi ainda mais evidente, registando-se valores de 60% da massa volúmica inicial.

Nos betões com maiores quantidades de cortiça (BE25, BE30 e BE40), não se verificou variação significativa da sua massa volúmica com a temperatura. Mesmo aos 600°C registaram valores de massa volúmica da ordem de 95% da massa volúmica obtida a frio.

Nos seus trabalhos Arioiz [14] verificou que betões submetidos a temperaturas elevadas registam um aumento de perda de massa com o aumento da temperatura. Essa perda situa-se entre os 5% e os 45% para betões sujeitos a 200°C e 1200°C respectivamente e aumentam significativamente a partir dos 800°C.

Segundo Schneider [3], a variação da massa volúmica do betão com a temperatura está relacionada com a natureza dos agregados do betão, tendo observado, para vários tipos de betão de agregados correntes, uma diminuição quase linear da massa volúmica até aos 800°C.

6.6.3. EFEITO DA TEMPERATURA NA ABSORÇÃO DE ÁGUA DO BETÃO

A Figura 6.22 ilustra a variação da absorção dos betões estudados, com a temperatura.

Verifica-se uma variação da absorção de água dos betões com a temperatura, no entanto essa variação não é uniforme para todos os betões. De um modo geral, em todos os betões, a absorção de água aumenta com o aumento da temperatura. Até aos 200°C a variação do valor da absorção de água registada para os diversos betões é pouco significativa. A partir dos 200°C o betão de referência (BR), o betão com introdutor de ar (BAER) e o betão com menor quantidade de cortiça (BE20), apresentam maiores variações do valor da absorção de água.

Aos 600°C o betão BR registou uma absorção de água três vezes superior à inicial, seguindo-se os betões BAER e BE20, cuja absorção determinada é o dobro do valor

inicial. A enorme variação registada pelo BR poderá ser atribuída à degradação provocada pelo efeito do *spalling* verificado neste betão.

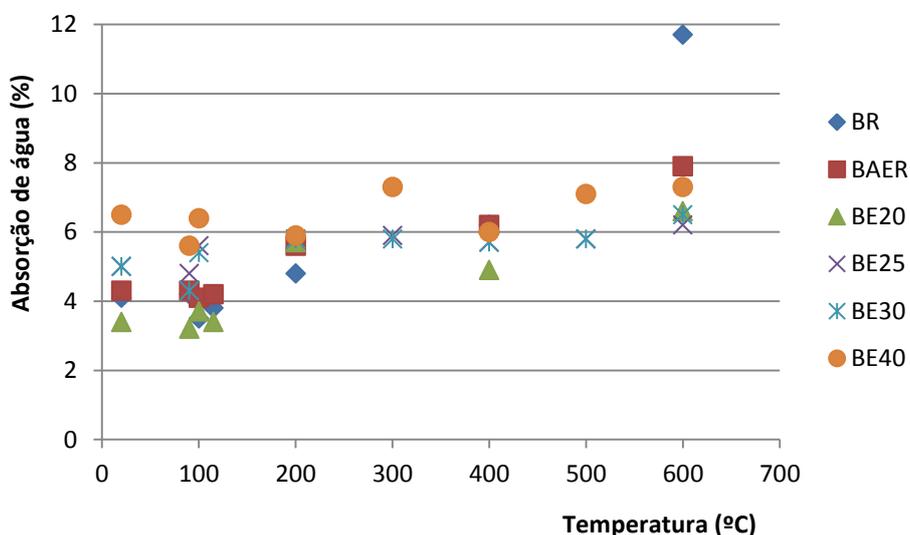


Figura 6.22 – Variação da absorção de água dos betões com a temperatura

Na Figura 6.23 apresenta-se a percentagem de variação da absorção de água dos betões com a temperatura, $Absorção_{T,} / Absorção_{20°C}$, comparativamente à absorção de água inicial, $Absorção_{20°C}$.

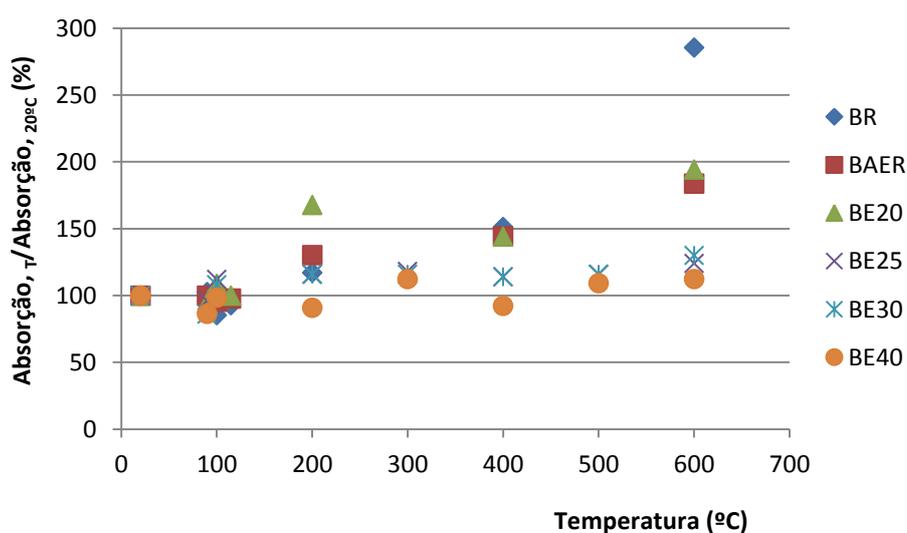


Figura 6.23 – Percentagem de variação da absorção de água dos betões com a temperatura.

Verifica-se nos betões BE25, BE30 e BE40, a menor variação percentual da absorção de água. Para a temperatura de 600°C, registam variações inferiores a 30% dos valores iniciais.

Nos betões BR e BAER essa variação foi mais significativa.

6.7. CONCLUSÕES

O trabalho de investigação descrito no presente capítulo teve como objectivo avaliar comparativamente o comportamento de betões com incorporação de cortiça face à acção de temperaturas elevadas e analisar a influência da presença da cortiça na resistência residual de compressão, na massa volúmica e na absorção de água desses betões.

A abordagem do problema realizou-se essencialmente através da execução de uma campanha de ensaios laboratoriais.

O conjunto de ensaios realizado consistiu na execução de provetes para o aquecimento dos betões a temperaturas elevadas, realizado num forno de campânula. Após arrefecimento foram determinadas a resistência residual, a massa volúmica e a absorção de água desses betões.

Dos resultados obtidos pode concluir-se que a presença da cortiça tem um efeito benéfico na resistência à compressão do betão quando submetido a elevadas temperaturas. Apesar da resistência à compressão dos betões diminuir com o aumento da temperatura, verificou-se que os betões em que a percentagem de substituição de areia por granulado de cortiça expandida foi maior (BE25, BE30 e BE40), registaram menores variações percentuais na sua resistência. Aos 600°C estes betões ainda registavam resistências da ordem dos 60% da sua resistência inicial.

A massa volúmica dos betões também diminui com o aumento da temperatura. Até aos 400°C essa diminuição é idêntica em todos os betões. Aos 600°C, nos betões com maior percentagem de cortiça a diminuição do valor da massa volúmica é de cerca de 5%, enquanto no betão de referência, no betão com introdutor de ar e no betão com 20% de cortiça essa diminuição é de 40%.

A absorção de água dos betões aumenta com o aumento da temperatura. Esse aumento não é uniforme em todos os betões. Aos 600°C a absorção de água do betão de referência triplicou o seu valor e a do betão com introdutor de ar registou o dobro do seu valor inicial. A presença da cortiça promoveu menores variações da absorção dos betões. Cerca de 12% para o betão BE40, 25% para o betão BE30 e 30% para o betão BE25.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Abrams, M.S. (1968), “Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 °F”, American Concrete Institute, SP 25, Temperature and Concrete, pag. 33-58.
- [2] Malhotra, H.L. (1956), “The effect of temperature on the compressive strength of concrete”, Magazine of Concrete Research, Vol. 8, No. 22, pag. 85-94.
- [3] Schneider U. (1982), “Behaviour of Concrete at High Temperatures”, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 337, Beuth Verlag, Berlin, 122 pag.
- [4] Schneider U. (1988), “Concrete at high temperatures – A general review”, Fire Safety Journal, Vol. 13, No. 1, pag. 55-68.
- [5] Phan, L.T., Carino, N.J. (1998), “Review of the principal properties of HSC at elevated temperatures”, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 10, No. 1, pag 58-64.
- [6] Phan, L.T., Carino, N.J. (2001), “Mechanical Properties of High Strength Concrete at Elevated Temperatures”, NISTIR 6726, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Maryland, 95 pag.
- [7] Khoury, G. A., (2000) “Effect of fire on concrete and concrete structures”, Progress in Structural Engineering Materials, Vol. 2, pag. 429-447.
- [8] Fares, Hanaa, (2009) “Propriétés mécaniques et physico-chimiques de bétons autoplaçants exposés à une température élevée”, These de Doctorat de l'Université de Cergy-Pontois, France.

- [9] Chan, Y. N.; Luo, X.; Sun, W. (2000), “Compressive strength and pore structure of high- performance concrete after exposure to high temperature up to 800°C”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, No. 2, pag. 247-251.
- [10] Husem, M., (2006) “The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high performance concrete”, *Fire Safety Journal*, Vol. 41, No. 2, pag. 155-163.
- [11] Reis, M.L.B.C., (1998) “Caracterização da Resistência Mecânica a Temperaturas Elevadas de um Betão de Alta Resistência Reforçado com Fibras de Aço”, *Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra*, 169 pag.
- [12] Peng, G, Huang, Z. (2006), “Change in microstructure of hardend cement past subjected to elevated temperatures”, *Construction and Building Materials*, Vol. 22, No. 4, pag. 593-599.
- [13] Menou, A., (2004) “Étude du comportement thermomecanique des betons a haute temperature: approche multi echelles de l'endommagement thermique”, *These de Doctorat de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour, France*.
- [14] Arioiz, O., (2007) “Effects of elevated temperatures on properties of concrete”, *Fire Safety Journal*, Vol. 42, No. 8, pag. 516-522.
- [15] “Fire resistance of concrete enclosures – Spalling categories” (2005) ArupFire, HSE, London, 29 pag.
- [16] Zeiml, M., Lackner, R., Mang, H. A. (2008) “Experimental insight into spalling behavior of concrete tunnel linings under fire loading”, *Acta Geotechnica*, Vol. 3, No. 4, pag. 295-308.
- [17] Peng, G. (2006), “Explosive spalling and residual mechanical properties of fiber-toughened high-performance concrete subjected to high temperatures”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, No. 4, pag. 723-727.
- [18] Khoury, G. A., Anderberg, Y., (2000) “Concrete Spalling Review”, *Fire Safty Design, Swedish National Road Administration*, pag. 1-60.

- [19] Chan, S.Y.N., Lou, X., Sun, W., (2000) “Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete”, *Construction and Building Materials*, Vol. 14, No. 5, pag. 261-266.
- [20] Phan, L. T., (1996) “Fire Performance of High-Strength Concrete: A Report of the State-of-the-Art”, NISTIR 5934, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Maryland, 105 pag.
- [21] Boström, L., Wickström, U., Adl-Zarrabi, b., (2007) “Effect of specimen size and loading conditions on spalling of concrete”, *Fire and Materials*, Vol. 31, pag. 173-186.
- [22] Chen, B., Liu, J., (2004) “Residual Strength of hibrid-fiber-reinforced high-strength concrete after exposure to high temperatures”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, No. 6, pag. 1065-1069.
- [23] Reis, M. L. B., et al, (2001) “High-Temperature Compressive Strength of Steel Fiber High-Strength Concrete”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 13, No. 3, pag. 230-234.
- [24] Eurocode 4 (2003) – Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General Rules – Structural fire design; CEN, Brussels.
- [25] Nomouwe, A.N., Clasters, P., Dibicki G., (1995) “High Performance Concrete for Severe Thermal Conditions”, *Concrete under Severe Conditions: Environment and loading*, Vol. 2, pag. 1129-1139.
- [26] Castillo, C., Durani, A. J. (1990) “Effect of transient high temperature on high strength concrete”, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 1, pag. 47-53.
- [27] Yüzer, N., Aköz, F., Öztürk, L. D., (2004) “Compressive strength-color change relation in mortars at high temperatures”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, No. 10, pag. 1803-1807.
- [28] Dias, W.P.S., Khoury, G. a., Sullivan, P.J.E., (1990) “Mechanical Properties of Hardened Cement Pastes Exposed to Temperatures up to 700°C”, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 2, pag. 160-166.

- [29] Smith, L.M., (1983) “The Assessment of Fire Damage to Concrete Structures”, Thesis, Paisley College of Technology, supplied by The British Library, 2Vol.
- [30] Khoury, G. A., Sullivan, P.J.E., Grainer, B.N., (1984) “Radial temperature distributions within solid concrete cylinders under transient thermal states”, Magazine of Concrete Research, Vol. 36, No. 128, pag. 146-156.
- [31] Hertz, K.D.,(1986) “Residual Properties of the Concrete Heated Rapidly”, ACI Special Publication SP-92, Evolution and Repair of Fire Damage to Concrete, pag. 143-154.
- [32] Savva, A., Manita, P., Sideris, K.K., (2005) “Influence of elevated temperatures on the mechanical properties of blended cement concretes prepared with limestone and siliceous aggregates” Cement and Concrete Composites, Vol. 27, No. 2, pag. 239-248.
- [33] Poon, C., Azhar, S., Anson, M., Wong, Y., (2001) “ Comparison of the strength and durability performance of normal and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures”, Cement and Concrete Research, Vol. 31, No. 9, pag. 1291-1300.
- [34] Poon, C., Azhar, S., Anson, M., Wong, Y., (2003) “Performance of metakaolin concrete at elevated temperatures”, Cement and Concrete Composites, Vol. 25, No. 1, pag. 83-89.
- [35] Ichikawa, Y., England, G. L., (2004) “Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperatures”, Nuclear Engineering and Design; Vol. 228, No. 1, pag. 245-259.
- [36] Mohamedbhai, G. T. G., (1986) “ Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete”, Magazine of Concrete Research, Vol. 38, No. 136, pag. 151-158.
- [37] Zoldners, N. G., (1960) “Effect of High Temperature on Concrete Incorporating Different Aggregates”, Proc. ASTM, Vol. 60, pag. 1087-1108.
- [38] Crook, D. W., Murray, M. J., (1970) “Regain of Strength after Firing of Concrete”, Magazine of Concrete Research, Vol. 22, No. 72, pag. 149-154.

- [39] Reis, M.L.B., Neves, I.C., Tadeu, A., Rodrigues, J.P., (2001) “High-temperature compressive strength of steel fiber high-strength concrete,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 13, No. 3, pag. 230-234.
- [40] Branco, F.G., Tadeu, A., (2005) “Behavior of carbon fiber concrete subjected to high temperatures”. *ConMat’05 – 3rd International Conference on Construction Materials: Performance, Innovations and Structural Implications*, Vancouver, Canadá. Em CD-ROM.
- [41] Peng, G., et al., (2007) “Effect of Thermal shock due rapid cooling on residual mechanical properties of fiber concrete exposed to high temperatures”, *Construction and Building Materials*, Vol. 22, No. 5 pag. 948-955.
- [42] Xiao, J., König, (2004) “Study on Concrete at high temperature in China – an overview”, *Fire Safety Journal*, Vol. 39, No. 1, pag. 89-103.
- [43] NP EN 12504-1, (2009) *Ensaio do betão nas estruturas. Parte 1: Carotes: Extração, exame e ensaio à compressão*. IPQ.
- [44] NP EN 12390-3, (2009) *Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes*. IPQ.
- [45] NP EN 12390-7, (2009) *Ensaio do betão endurecido. Parte 7: Massa Volúmica do betão endurecido*. IPQ.

7. COMPORTAMENTO DO BETÃO FACE À ACÇÃO DOS CLORETOS

7.1 INTRODUÇÃO

A enorme importância do betão armado como material de construção é incontestável, pois dele veio o grande impulso para o desenvolvimento de importantes metodologias construtivas até hoje utilizadas, e que quanto mais aperfeiçoadas mais dependem de um melhor desempenho do betão.

De um modo geral, ao longo dos anos, o desempenho do betão tem vindo a ser melhorado sob vários aspectos, nomeadamente os de resistência mecânica, durabilidade, sustentabilidade e qualidade estética.

Um dos aspectos mais estudados, mas com questões ainda por resolver, é o da durabilidade do betão relativamente a agentes agressivos.

O maior problema, quando se trata de estruturas de betão armado é a sua durabilidade face à corrosão das armaduras. A nível mundial tem-se assistido a uma degradação inesperada das estruturas de betão armado sobretudo afectadas pela corrosão.

As duas principais causas que provocam a corrosão das armaduras embebidas no betão são a carbonatação e a acção dos cloretos. Neste trabalho refere-se apenas a acção dos cloretos no betão.

A penetração de cloretos é um dos principais factores que levam à redução do pH no interior do betão, com influência directa na redução da vida útil das estruturas. Ao longo do tempo, os iões de cloro fluem através do betão até atingirem as armaduras. A velocidade de penetração dos cloretos no betão depende do mecanismo de penetração, das condições exteriores de concentração de clororetos, da composição do betão e das características da sua microestrutura.

No decurso deste trabalho de investigação têm vindo a ser estudados betões que incluem granulados de cortiça como agregado. Em capítulos anteriores foi avaliada a influência da presença de cortiça não apenas nas propriedades mecânicas (resistência à compressão) e físicas (massa volúmica e absorção de água) desses betões, mas também no que se refere à sua durabilidade face a acções como o gelo degelo e temperaturas elevadas.

Neste capítulo pretendeu avaliar-se a influência da cortiça, enquanto agregado, no comportamento de betões sujeitos à difusão de cloretos, através da determinação da profundidade de penetração de cloretos em betões contendo diferentes percentagens de granulado de cortiça em substituição da areia.

Para esse efeito foram realizados ensaios laboratoriais seguindo um procedimento elaborado com base nas normas Pr CEN/TS 12390-11 [1], NT BUILD 492 [2] e NT BUILD 443 [3], para comparar o desempenho de seis diferentes tipos de betões, quando imersos numa solução de cloreto de sódio e em água destilada.

Face à diversidade dos métodos existentes e dos parâmetros que se pretendiam a avaliar, optou-se por submeter os betões à penetração de cloretos por difusão unidireccional, ao longo do tempo, tendo sido determinada a profundidade de penetração dos cloretos através de um método colorimétrico.

Porque também se pretendeu avaliar a variação da resistência mecânica do betão, sob a influência dos cloretos, realizaram-se ensaios de tracção por compressão diametral, de acordo com a NP EN 12390-6 [4], após imersão dos provetes numa solução de cloreto de sódio e em água destilada, ao fim de 28 dias, 3 e 6 meses respectivamente.

A opção pela realização deste tipo de ensaios justifica-se pelo facto de ser necessário seccionar transversalmente os provetes cilíndricos, para avaliação da profundidade de penetração dos cloretos. Deste modo, efectuou-se a medição da carga necessária para o seccionamento, o que permitiu avaliar a resistência à tracção dos betões.

O presente Capítulo inicia-se com uma abordagem ao comportamento do betão face à acção dos cloretos, descrevendo-se os principais mecanismos de penetração de cloretos no betão. Apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os principais métodos experimentais para caracterização da resistência do betão à penetração de cloretos e alguns dos principais trabalhos experimentais realizados sobre este assunto.

Neste Capítulo descreve-se também o trabalho experimental realizado, que compreendeu a preparação e execução dos provetes e a definição da metodologia de ensaio a seguir para promover a difusão dos cloretos nos betões.

Refere-se os ensaios realizados para determinação da profundidade de cloretos no betão após imersão em água destilada e numa solução de cloreto de sódio, por períodos de tempo compreendidos entre os 28 dias e os 6 meses. São também referidos os ensaios de tracção por compressão diametral efectuados.

Apresentam-se e discutem-se os resultados relativamente à profundidade de penetração de cloretos e à variação da resistência do betão com o tempo e tipo de solução de imersão para os vários tipos de betões em estudo, comparando-os com os de provetes de referência que não foram submetidos à difusão de cloretos.

O capítulo finaliza com a apresentação de um resumo das conclusões obtidas a partir do trabalho realizado.

7.2 COMPORTAMENTO DO BETÃO FACE À ACÇÃO DOS CLORETOS

A corrosão das armaduras de aço do betão, induzidas pela presença de cloretos no betão, é uma das formas mais comuns de degradação do betão armado. A corrosão do aço causa dois principais tipos de danos ao betão [5]. Primeiro, os produtos da corrosão (por exemplo: Fe, FeO, Fe₂O₃, Fe(OH)₂, Fe(OH)₃ e Fe(OH)₃), mais volumosos que o aço original, geram no interior do betão tensões muito elevadas que acabam por causar fendilhação, destacamento (*spalling*), ou delaminação do betão de recobrimento das armaduras (ver Figura 7.1), expondo-as às acções agressivas do ambiente. Segundo, a progressão da corrosão reduz a secção transversal efectiva do aço, da qual resulta uma redução da capacidade de carga do elemento estrutural.

As armaduras no betão armado ou pré-esforçado estão protegidas contra a corrosão pelo fenómeno designado por “passivação das armaduras”. O aço embebido no betão hidratado reage com o oxigénio e forma, na superfície do aço, uma fina camada (~ 10 nm) de óxido ferroso insolúvel, designada por camada passiva. Esta

camada adere fortemente ao aço subjacente e protege-o de qualquer corrosão adicional, desde que a alcalinidade do meio se mantenha elevada ($\text{pH} > 12$).

A elevada alcalinidade do betão, deve-se ao facto da solução intersticial existente na rede de poros e fendas do betão conter hidróxido de cálcio, resultante da hidratação do cimento, e aos álcalis provenientes do cimento.

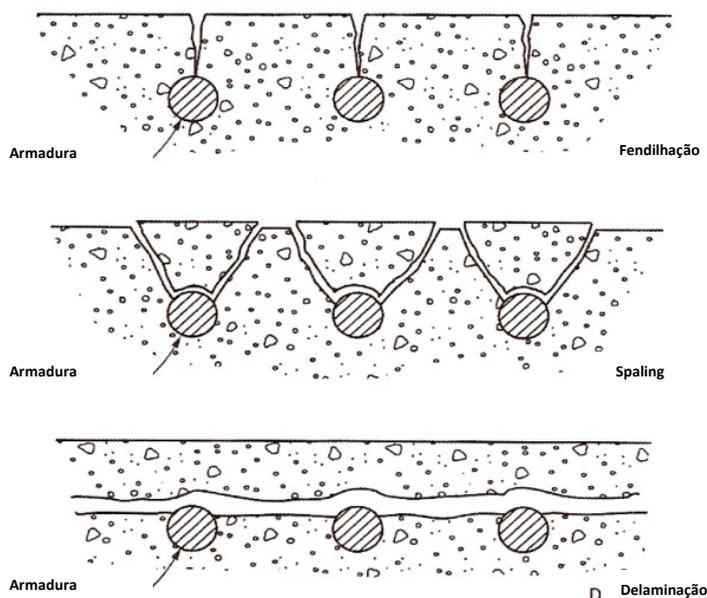


Figura 7.1 – Diagrama representativo da degradação induzida pela corrosão [6].

Mesmo que existam outras condições que possam favorecer a corrosão, nomeadamente humidade e oxigénio, o fenómeno da passivação do aço impede a sua ocorrência.

No entanto, esta camada protectora pode ser destruída ao longo da vida útil do betão armado. Este fenómeno designa-se por “despassivação das armaduras”, podendo ocorrer através de dois mecanismos:

- Carbonatação do betão, que consiste na diminuição do pH (abaixo de 8 a 9,5), sobretudo devido à acção do dióxido de carbono no betão de recobrimento. A carbonatação resulta da reacção do dióxido de carbono do ar (Equação 7.1),

que penetra através dos poros do betão, com os compostos cálcicos do betão, sobretudo o hidróxido de cálcio.



À medida que ocorre a carbonatação do betão, o hidróxido de cálcio da pasta de cimento hidratado vai-se transformando em carbonato de cálcio, de pH mais baixo e, conseqüentemente, a alcalinidade do betão diminui.

As reacções de carbonatação são muito lentas e à medida que a carbonatação avança essas reacções são dificultadas em virtude da formação de calcite (carbonato de cálcio) em substituição do hidróxido de cálcio cristalizado e conseqüente diminuição da porosidade e permeabilidade do betão [7].

A evolução da profundidade de carbonatação no tempo tem sido estudada por diferentes autores, existindo modelos para a representar. No entanto, de uma forma aproximada, o fenómeno da carbonatação do betão pode ser traduzido pela equação (7.2)

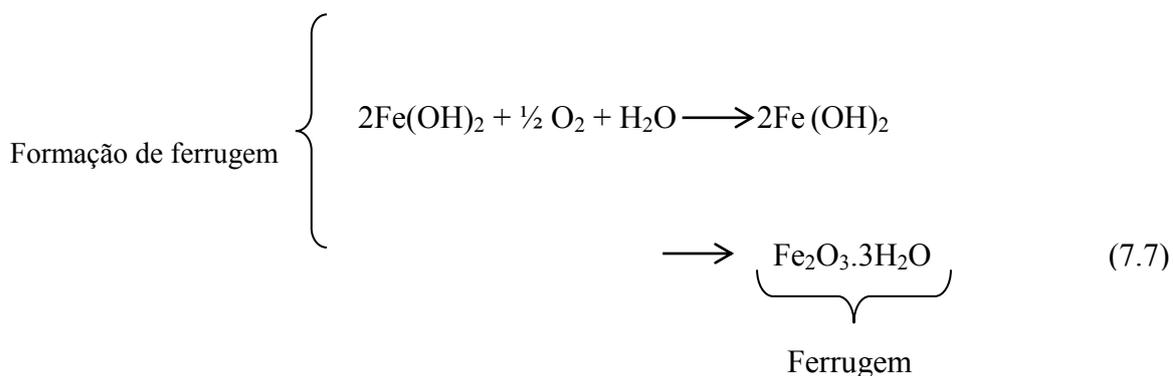
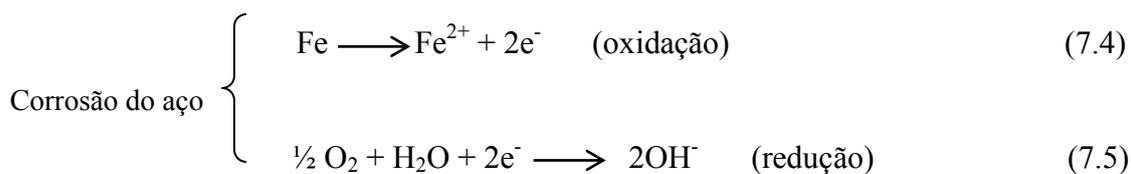
$$x = K_c \sqrt{t} \quad (7.2)$$

em que x é a profundidade de carbonatação (mm), t é o tempo (anos) e K_c é uma constante que depende da concentração de CO_2 , da temperatura, da humidade relativa e do coeficiente de difusão ($mm/ano^{1/2}$).

- Penetração de agentes despassivantes, sobretudo cloretos, no betão de recobrimento até às armaduras. Quando a concentração de cloretos excede um determinado valor crítico, C_r , a película passivante é destruída e inicia-se a corrosão do aço.

Os iões de cloro reagem com o óxido de ferro e formam um complexo solúvel que se dissolve na solução circundante. A partir daí, a camada passiva deixa de conferir protecção. As reacções químicas envolvidas no processo podem ser descritas pelas expressões (7.3) a (7.7) [8].





A Figura 7.2 ilustra o processo de corrosão induzida por cloretos no betão armado.

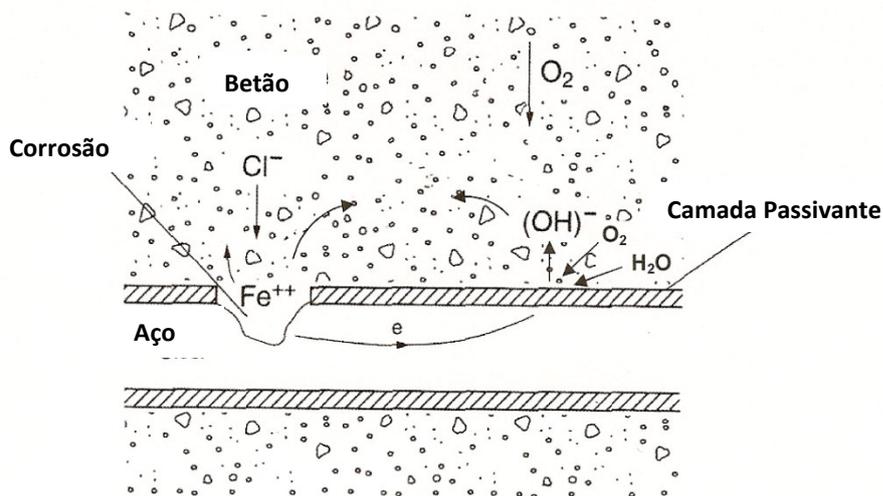


Figura 7.2 – Representação esquemática da corrosão electroquímica na presença de cloretos [6].

Para que o processo de corrosão continue, é necessária a presença de oxigénio e de humidade.

A corrosão é reduzida no betão seco (isto é, quando a humidade relativa do betão for inferior a 60%), e também no betão completamente imerso em água (devido à falta de oxigénio). A humidade relativa mais susceptível para a ocorrência da corrosão situa-se entre os 70 e os 80%.

A concentração de cloretos no betão vai aumentando ao longo do tempo, dependendo a velocidade de penetração de vários factores entre os quais a localização da estrutura, a condição de contacto com cloretos, a água e o oxigénio.

Têm sido realizados vários estudos com objectivo de determinar o teor crítico de cloretos que daria início ao processo de despassivação da armadura. Uma das razões para a dispersão dos valores encontrados é o grande número de variáveis que interferem na quantidade de cloretos necessária para despassivar a armadura. A outra razão é a falta de consenso sobre se o teor crítico de cloretos deve estar baseado em factores determinísticos (observação visual, potencial ou corrente de corrosão) e/ou em expressões alusivas (como a taxa de Cl^-/OH^- sobre o peso do cimento ou do betão).

A presença de cloretos no betão pode despassivar as armaduras se a sua concentração exceder um determinado valor – o limite crítico C_r .

O limite crítico de cloretos C_r , é o valor a partir do qual se considera que o teor de cloretos, à profundidade das armaduras, é suficiente para que se inicie a fase de propagação da corrosão.

O limite crítico da concentração de iões de cloretos é um valor que resulta do equilíbrio entre as três formas de cloretos existentes no betão – cloretos livres e cloretos combinados (cloretos adsorvidos e cloretos quimicamente ligados ao betão). Os cloretos combinados existem sob a forma de cloro-aluminatos e aparecem na fase de adsorção das paredes dos poros, tornando-os indisponíveis para o transporte livre. A quantidade de cloretos combinados depende do tipo de ligante, do potencial eléctrico das paredes dos poros e do pH da solução dos poros. Pelo contrário, os cloretos livres estão dissolvidos na solução dos poros e podem migrar para atingir as armaduras no betão. Geralmente apenas os iões de cloro livres causam a degradação das estruturas de betão por conduzirem à corrosão do aço [9].

O limite crítico da concentração de íões de cloretos depende de vários factores, incluindo o valor do pH do betão, o grau de carbonatação, a quantidade de água, o tipo de cimento, a relação água/cloretos solúveis, o teor de sulfatos, a temperatura e a humidade [10]. As Tabelas 7.1 e 7.2 apresentam os resultados de vários estudos realizados sobre a determinação do limite crítico da concentração de íões de cloro no betão, parâmetro importante para a realização de modelos de previsão da vida útil das estruturas de betão

Tabela 7.1 – Limite crítico da concentração do ião de cloro [11].

Investigadores	Ano	Concentração do ião de cloro (kg/m ³)
Lewis	1962	0.70
Hausmann	1967	0.2 – 0.8
Berman	1972	0.70
Clear e Hay	1973	0.6 – 0.9
Clear	1974	0.66
Stratfull, Jaukovich, e Spellman	1975	0.66
Cady	1978	0.6 – 1.3
Browne	1982	1.33
Pfeifer, Landgren e Zoob	1986	0.5 – 0.9

Como se pode constatar, o valor para o limite crítico de cloretos não é consensual, variando de (0,2 a 1,33 kg/m³). No entanto, vários autores sugerem um valor próximo de 0,6 kg/m³ como valor corrente.

Apesar de o conhecimento do limite crítico de cloretos para despassivar as armaduras ser de grande importância para os modelos de previsão da vida útil das estruturas, existem valores diferentes (ver Tabela 7.2), recomendados por diversas instituições, para este parâmetro.

Tabela 7. 2 – Limite crítico da concentração do íão de cloro [12].

Fonte	Limite crítico (% peso do cimento)
ACI 222	0,20
ACI 318	0,20
BS 8110	0,40
Códigos Australianos	0,60
Códigos Noruegueses NS 3420	0,40
RILEM	0,40

Alonso et al [13] determinaram o limite crítico de cloretos de várias argamassas, baseados em medições de correntes de corrosão (isto é, correntes que promovem taxas de corrosão das armaduras superiores a $0.1\mu\text{A}/\text{cm}^2$) e expressaram os resultados, que constam na Tabela (7.3), como relação entre o total de cloretos e os cloretos livres e na razão Cl^-/OH^- .

Tabela 7. 3 – Limite crítico da concentração do íão de cloro [13].

% total Cl^- (peso de cimento)	Cloretos Livres Cl^- (peso de cimento)	Cl^-/OH^- (solução porosa)
1,24 – 3,08	0,39 – 1,16	1,17 – 3,98

Estes autores consideram que o principal factor que controla a despassivação das armaduras é a relação iónica Cl^-/OH^- .

A dispersão dos resultados obtidos deve-se à dificuldade da medição da concentração de OH^- no betão, pelo que o teor de cloretos livre e total, por peso do cimento são outros parâmetros que têm sido amplamente utilizados para indicar o risco de corrosão.

7.2.1. ORIGEM DOS CLORETOS NO BETÃO

A penetração de cloretos no betão é um dos factores que contribui para a despassivação das armaduras e portanto pode reduzir a vida das estruturas. O tempo

necessário para que estes iões atinjam as armaduras depende do mecanismo de penetração, da concentração externa dos cloretos e da microestrutura do betão.

A presença de cloretos no betão tem duas origens principais. Os cloretos podem ser incorporados, intencionalmente ou não, durante a amassadura, através de agregados contaminados, água salgada, ou de aditivos que contenham cloretos.

Para limitar a introdução de cloretos por esta via, algumas normas especificam limites para utilização de materiais que contenham cloretos nas composições de betão. Por exemplo a ACI 201.2R [14] limita o teor total de iões de cloreto em elementos de betão armado, em função da exposição, de acordo com os valores expressos no Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Recomendações para o teor de cloretos do betão [14].

Tipo de Estrutura	Máxima percentagem do teor de ião de cloreto solúvel na água, por peso do cimento (%)
Betão pré-esforçado	0,06
Betão armado que em serviço será exposto aos cloretos, tal como pontes, parqueamentos de automóveis, construções marítimas e determinadas instalações industriais.	0,15
Betão armado que não será exposto aos cloretos, mas que em serviço poderá ser humedecido.	0,30
Betão armado que em serviço permanecerá completamente seco ou convenientemente protegido	-

A NP EN 206-1 [15] estabelece que o teor de cloretos de um betão, expresso em percentagem de iões de cloreto por massa de cimento, não deverá exceder os valores apresentados na Tabela 7.5, para a classe seleccionada. Refere ainda que os cloretos de cálcio e os adjuvantes à base de cloretos não devem ser adicionados ao betão com armaduras de aço, aço de pré-esforço ou com qualquer outro tipo de metal embebido.

Tabela 7.5 – Máximo teor de cloretos no betão [15].

Utilização do betão	Classe do teor de cloretos ^{a)}	Máximo teor de Cl ⁻ por massa de cimento ^{b)}
Sem armaduras de aço ou outros metais embebidos, com exceção de dispositivos de elevação resistentes à corrosão	Cl 1,0	1,0 %
Com armaduras de aço ou outros metais embebidos	Cl 0,20	0,20 %
	Cl 0,40	0,40 %
Com aço de pré-esforço	Cl 0,10	0,10 %
	Cl 0,20	0,20 %

^{a)} Para um uso específico do betão, a classe a aplicar depende das disposições válidas no local de utilização do betão

^{b)} Quando forem utilizadas adições do tipo II e quando estas forem consideradas para a dosagem do cimento, o teor de cloretos é expresso em percentagem de iões de cloreto por massa de cimento mais massa total das adições consideradas.

Os iões de cloro também se podem incorporar no betão a partir do exterior. Existem diversas situações em que as superfícies de betão se encontram em contacto com materiais que contêm grandes quantidades de cloretos. Exemplos desses materiais são os sais de descongelamento, a água do mar e algumas águas subterrâneas. A penetração de cloretos é também um problema em estruturas sujeitas a ambientes marítimos.

Sandberg [16] constatou também que existe uma relação praticamente linear entre a quantidade de cloretos livres e a quantidade total de cloretos em elementos de estruturas de betão expostas a ambientes marítimos. Os iões de hidróxido são transportados para fora do betão a uma taxa semelhante à taxa de penetração dos cloretos para o interior do betão. A quantidade de cloretos aumenta à medida que a concentração do ião de hidróxido na solução dos poros diminui. Consequentemente a relação entre os cloretos livres e o total de cloretos e o gradiente de iões de cloro e de hidróxido é praticamente linear.

Mohammed et al. [9] estudaram a relação entre a quantidade de cloretos livres e a quantidade total de cloretos existente em betões contendo diferentes tipos de cimentos. Concluíram que a concentração total de cloretos C_t , aumenta com o aumento da concentração de cloretos livres C_f , e estabeleceram uma relação linear entre a quantidade de cloretos livres, e o total de cloretos (Equação 7.8).

$$C_t = 1.23C_f \quad (7.8)$$

7.2.2. PROPRIEDADES DO BETÃO QUE INFLUENCIAM A PERMEABILIDADE AOS CLORETOS

O betão é um material poroso composto pelas fases, sólida, líquida e gasosa. Contudo, a penetração de iões de cloreto no betão ocorre apenas através da fase líquida. Como resultado, o volume e a geometria da fase líquida (porosidade, dimensão, distribuição e conectividade dos poros) têm grande influência na velocidade de penetração de cloro. Factores que alterem o volume e geometria dos poros influenciam a velocidade de penetração dos cloretos [17, 18].

Por exemplo, grandes valores da relação água cimento (a/c) resultam numa matriz de grande porosidade, que é mais susceptível à penetração de cloretos. Durante a hidratação, a fase líquida reage com as partículas de cimento e forma a grande parte do volume dos produtos sólidos. Como resultado, a porosidade é suprimida através do processo de hidratação e consequentemente a penetrabilidade aos cloretos reduz-se. A velocidade de redução na penetrabilidade é proporcional à velocidade de hidratação.

A temperatura e o tempo de cura influenciam também a velocidade de penetração dos cloretos. Altas temperaturas na idade jovem do betão aceleram o processo de hidratação, resultando numa porosidade reduzida, comparativamente a uma composição idêntica, que tenha sido curada à temperatura normal. No entanto, elevadas temperaturas iniciais desenvolvem micro fendilhação no interior do betão, o que, consequentemente, aumenta a penetrabilidade ao longo do tempo [19].

Outro aspecto importante é a capacidade clorídrica própria da matriz. Os iões de cloreto não actuam de igual modo nas reacções de corrosão. Uma parte desses iões reage com o C_3A (aluminato tricálcico) para formar o cloro-aluminato de cálcio, conhecido por sal de Friedel, ($C_3A.CaCl_2.10H_2O$), e estão quimicamente ligados na pasta de cimento. Outros de iões de cloreto permanecem fisicamente ligados, sendo adsorvidos na superfície dos poros capilares. Deste modo, apenas uma parte dos iões de cloro se encontra livre para reagir com a camada passivante que reveste as armaduras. A quantidade de C_3A do cimento influencia a capacidade de ligação da matriz - o aumento de C_3A leva a um aumento da capacidade de ligação.

O tipo e a quantidade de cimento da mistura determinam a velocidade de hidratação e a quantidade total de aluminato tricálcico da mistura e, consequentemente, afectam a

penetrabilidade da matriz. O teor de ar também altera a resistência à penetração. Se as bolhas de ar permanecem cheias com a solução porosa, formam-se caminhos para a condução dos íons de cloro. Os materiais pozolânicos, tais como as cinzas, escórias de alto-forno e sílica de fumo também influenciam a velocidade de penetração através da melhoria da estrutura microporosa [20].

7.2.3. PRINCIPAIS MECANISMOS DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS NO BETÃO

A introdução de gases, água ou íons em solução aquosa no betão, ocorre através dos poros na matriz da pasta de cimento ou através de micro-fendas.

Existem diferentes mecanismos físicos ou químicos [21, 22] que podem reger o transporte destes agentes agressivos para o interior do betão. Esses mecanismos dependem de vários factores como a concentração local dos íons [23], as condições ambientais nomeadamente quando o betão está sujeito a ciclos alternados de secagem e molhagem com água contaminada com cloretos [24, 25, 26, 27], a estrutura porosa do betão, a dimensão dos poros [28] ou a espessura das micro-fendas [29, 30], o grau de saturação do sistema de poros e a temperatura [31].

Os mecanismos mais importantes da penetração dos íons de cloro no betão são a difusão, a absorção por capilaridade, o ingresso por pressão hidráulica e a migração [32]. Outro mecanismo de transporte é a permeação, processo governado por uma diferença de pressão e a ascensão capilar, devida à sucção capilar.

A difusão existe devido a uma diferença de concentrações e tentativa de equilíbrio. Quando a superfície do betão é exposta à acção de cloretos, a difusão é sempre um mecanismo de transporte activo. Isso acontece porque a força motriz é a diferença de concentração de cloretos entre a superfície contaminada e o betão não contaminado.

A taxa de penetração dependerá da concentração de cloretos na superfície. O coeficiente de difusão é uma propriedade do material que descreve a velocidade de difusão através do betão [33]. O valor do coeficiente de difusão é altamente dependente da estrutura porosa do betão e, portanto, varia principalmente com a razão água/cimento, teor de cimento, teor de pozolana, a presença de microfissuras e condições de cura [34]. O ingresso de cloretos por permeação ocorre

quando o betão está sujeito a um processo unilateral de pressão da água contendo cloretos. Neste caso, haverá um fluxo de cloreto da água contaminada através do betão para o lado, com menor pressão. Os cloretos serão transportados com a água para o interior do betão e vão-se acumulando na superfície não pressionada à medida que a água evapora. Isso cria uma maior concentração de cloretos na superfície não pressionada do que na superfície exposta. A velocidade de permeação e de ascensão capilar dependem da espessura do betão.

Quando uma superfície de um elemento de betão está em contacto com água que contenha cloretos, enquanto a outra superfície permanece seca, os iões de cloro movem-se da superfície húmida para a superfície seca num processo designado por migração. Neste caso, o gradiente de humidade entre as duas superfícies é também o potencial que conduz ao ingresso dos cloretos no betão.

A migração é um processo conduzido por uma diferença de potencial eléctrico. O transporte por electro migração ocorre após o início da corrosão activa das armaduras. As áreas de corrosão das armaduras criam uma corrente eléctrica, que irá atrair os iões de cloro carregados negativamente (Cl^-). Como no caso da difusão e permeação a velocidade da migração eléctrica depende sobretudo da estrutura porosa e da espessura do betão.

Sob pressão hidráulica, a água contendo cloretos penetra no betão, devido a gradiente de pressão. São limitadas as situações nas quais a pressão hidráulica se mantém numa superfície de betão. Este tipo de penetração de cloretos ocorre, por exemplo em barragens e em instalações subterrâneas.

Quando a água (provavelmente contaminada com cloretos) encontra uma superfície seca de betão ingressa nos poros da sua microestrutura devido à sucção capilar. Este mecanismo é denominado por absorção. Neste caso, a força que conduz os iões de cloreto para o interior do betão é o gradiente de humidade entre a superfície e o interior.

Na maior parte das situações, o transporte dos agentes agressivos no betão não ocorre por acção apenas de um único mecanismo, mas sim sob a influência de vários

mecanismos que podem actuar simultaneamente. No entanto, os iões de cloro conseguem atingir maiores profundidades no betão, quando o seu transporte ocorre por difusão [35].

Dos mecanismos de penetração de cloretos do betão apresentados, é dada maior relevância aos mecanismos da difusão e da migração por serem os principais, isto é, os que mais influenciam a entrada de cloretos no betão.

7.2.3.1. Difusão

A penetração de cloretos devida aos vários mecanismos de transporte obedece a diferentes leis, no entanto aplicam-se em geral as leis da difusão para quantificar a penetração devida aos múltiplos processos de transporte.

A difusão é um processo em que o movimento dos iões de cloro, ocorre a partir de uma solução com uma determinada concentração para outra de menor concentração, isto é, os iões de cloro passam através do betão, devido a um gradiente de concentração.

Segundo a teoria da difusão de Fick, o transporte de cloretos (fluxo J) através de uma área unitária, de uma secção de um elemento de betão, por unidade de tempo ($\text{kg/m}^2\text{s}$), que também pode ser expresso em ($\text{mol/m}^2\text{s}$), é proporcional ao gradiente de concentração de cloretos medido na direcção perpendicular à secção (Figura 7.3) [36], traduzido pela equação (7.9), no caso unidimensional.

$$J = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (7.9)$$

em que D é o coeficiente de difusão (m^2/s), C é a concentração de cloretos (kg/m^3) ou (mol/m^3) e x a direcção em que ocorre o fenómeno de difusão. O sinal negativo na expressão (7.9), expressa o facto de a difusão ocorrer no sentido contrário ao aumento da concentração.

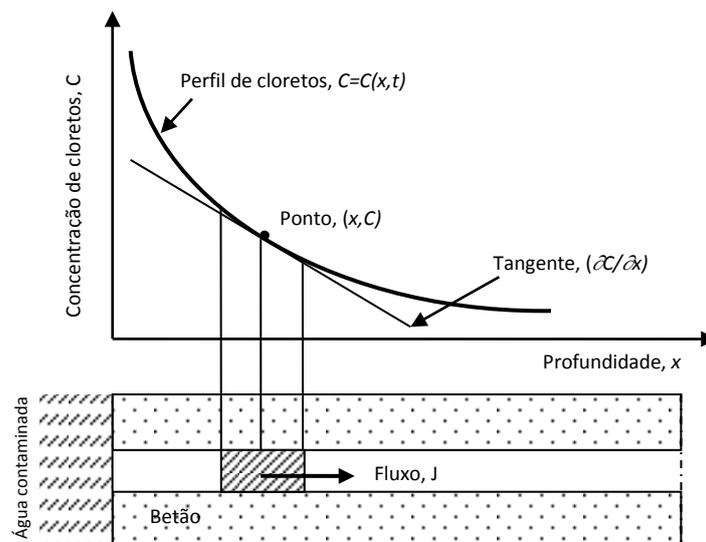


Figura 7.3 – O fluxo de cloretos J é proporcional ao gradiente de concentração de cloretos $C(x,t)$ [25].

Quando os cloretos penetram para o interior do betão, ocorre uma variação da concentração C ao longo de x e do tempo t , isto é, tem-se um estado de difusão não estacionário.

O coeficiente de difusão D pode depender da concentração local de iões livres que é variável ao longo de x e de t .

De forma a simplificar o problema considera-se apenas difusão numa direcção, ou seja, que existe variação da concentração de cloretos apenas segundo o eixo x (Figura 7.4).

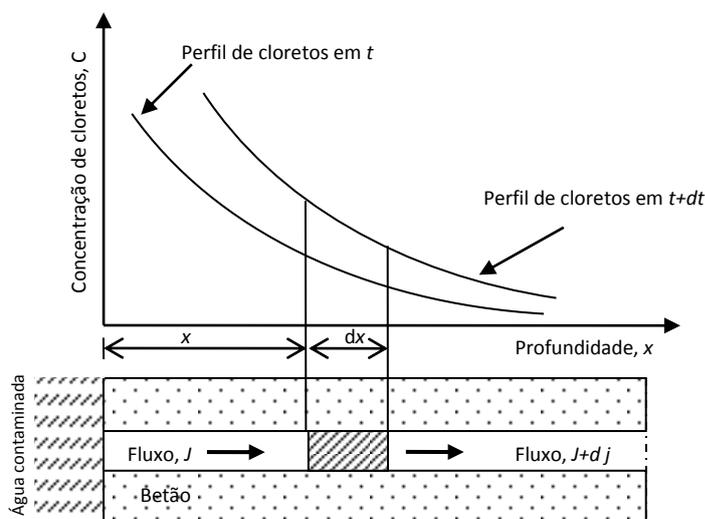


Figura 7.4 – Variação da concentração de cloretos ao longo de x . [25].

A concentração de cloretos ao longo do tempo pode ser expresso pela equação (7.10):

$$\frac{\partial C}{\partial t} dx = J - \left(J + \frac{\partial J}{\partial x} dx \right) = -\frac{\partial J}{\partial x} dx \quad (7.10)$$

Aplicando a 1.^a lei de Fick, obtém-se a equação (7.11). Esta equação é designada por 2.^a lei de Fick.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (7.11)$$

Se o coeficiente de difusão D for constante ao longo de x e de t , a 2.^a lei de Fick traduz-se pela equação (7.12).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (7.12)$$

Resolvendo esta equação diferencial, para as condições de fronteira:

$$C(x) = 0 \quad \text{para } t = 0; 0 < x < \infty$$

$$C(x) = C_s \quad \text{para } x = 0; 0 < t < \infty$$

obtém-se a solução apresentada na equação (7.13).

$$C(x,t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right] \quad (7.13)$$

em que, $C(x,t)$ representa o perfil de cloretos, isto é, a concentração de cloretos a uma profundidade x a partir da superfície do betão após o tempo t a partir do início da exposição, C_s representa a concentração de cloretos à superfície do betão e erf é a função de erro, definida pela expressão (7.14):

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z \exp(-a^2) da \quad (7.14)$$

Os valores para $\operatorname{erf}(z)$ estão tabelados em vários compêndios de matemática.

A 2.^a lei de Fick pode ainda ser expressa pela equação 7.15 em que C_i representa a concentração inicial de cloretos, algumas vezes inexistente.

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right] \quad (7.15)$$

A aplicação da equação (7.13) pressupõe que o betão é um material homogéneo e isotrópico, que o único mecanismo de transporte actuante é a difusão, admite que não ocorrem interacções entre os cloretos e os componentes do betão no momento da penetração, que o meio considerado é semi-infinito e que o coeficiente de difusão e a concentração superficial de cloretos são constantes ao longo do tempo, isto é, o coeficiente de difusão é completamente independente da concentração superficial.

Sob o ponto de vista teórico esta equação apresenta limitações que põem em causa a sua validade, conforme tem sido referido por vários autores [5, 37, 38, 39, 40]. Têm mostrado que algumas das premissas não reflectem adequadamente o comportamento da penetração de iões no betão. A 2.^a lei de Fick não tem em conta as interacções químicas e físicas que acontecem na realidade, originando um valor do coeficiente de difusão estimado superior ao que é observado na realidade. Por exemplo, a contínua hidratação do cimento, que conduz à formação de aragonite na superfície do betão, protegendo-o da entrada de cloretos, influencia o coeficiente de difusão. Também no caso de ocorrer carbonatação do betão, vão surgir camadas com valores de difusão diferentes. A exposição do betão a soluções salinas faz diminuir a porosidade do betão ao longo do tempo, contribuindo para que o coeficiente de difusão não seja constante, o que contraria a aplicação da equação.

No entanto, verifica-se que na prática, ela traduz com razoável aproximação o mecanismo da penetração, isto é, para cada intervalo de tempo de exposição o perfil de concentração de cloretos no betão é simulado aproximadamente pela equação 7.13. Este facto tem conduzido a que grande parte dos autores que estudam este fenómeno utilize a 2.^a lei de Fick para analisar a penetração de cloretos desde a zona atmosférica até à zona submersa do ambiente marítimo. Esta metodologia de avaliação da penetração de cloretos no betão envolve a obtenção de perfis de cloretos nas estruturas

e a determinação dos coeficientes de difusão D e do teor de cloretos à superfície C_s utilizando a equação 7.13. Conhecendo D e C_s é possível estimar a penetração de cloretos a longo prazo.

7.2.3.2. Migração

Quando o betão se encontra exposto a soluções que contenham cloretos, na presença de um campo eléctrico, a penetração de cloretos não ocorre apenas devido à difusão, mas também à migração.

A migração pode definir-se como sendo o movimento de iões através de uma solução sob a acção de um potencial eléctrico (Figura 7.4). Este processo terá mais relevância quanto maior for o potencial eléctrico aplicado [41].

A Equação (7.16) relaciona o fluxo de iões devido a um campo eléctrico com a mobilidade iónica e a concentração da solução:

$$J = uEC \quad (7.16)$$

onde E é a resistência do campo eléctrico (V/m), u é a mobilidade iónica ($\text{m}^2/(\text{sV})$).

A mobilidade iónica é definida pela relação de Einstein (7.17):

$$u = \frac{zFD}{RT} \quad (7.17)$$

Sendo z a valência do ião (para os iões de cloro, $z=1$), F a constante de Faraday, $9,648 \times 10^4 \text{ J}/(\text{V.mol})$, R a constante universal dos gases, $8,314 \text{ J}/(\text{K.mol})$ e T temperatura absoluta (K).

O efeito da difusão e condução do ião (Equação 7.18) pode ser descrito adicionando à equação da primeira lei da difusão de Fick (7.9) a equação (7.16).

$$J = -D \frac{\partial C}{\partial x} + uEC \quad (7.18)$$

Substituindo na equação (7.18), o u determinado pela Equação (7.17), obtém-se a Equação (7.19).

$$J = -D \left[\frac{\partial C}{\partial x} - \frac{zFEC}{RT} \right] \quad (7.19)$$

Para determinar o coeficiente de difusão, em regime não estacionário à profundidade x , é usada a equação de Nernst- Planck:

$$-J = D \frac{\partial C}{\partial x} + \frac{zF}{RT} D.C \frac{\partial E}{\partial x} + C.V_e \quad (7.20)$$

em que x a distância à superfície (m), E o potencial eléctrico (V) e V_e a velocidade da solução (m/s).

Dependendo do potencial aplicado, poder-se-á desprezar a componente da difusão e da convecção. A equação (7.21) obtém-se como simplificação da Equação (7.20), quando o movimento for devido principalmente à condutância, em que o termo da difusão pode ser desprezado devido ao elevado valor da voltagem aplicada.

$$-J = \frac{zF}{RT} DC \frac{\partial E}{\partial x} \quad (7.21)$$

Desta equação resulta um coeficiente de difusão efectivo (D_{eff}) igual a:

$$D_{eff} = \frac{JRTl}{zFC\gamma\Delta E} \quad (7.23)$$

em que l é a espessura do provete de betão (m) e γ o coeficiente de actividade.

Alguns investigadores usaram esta equação para relacionar a migração com o coeficiente de difusão.

7.2. MÉTODOS EXPERIMENTAIS PARA A CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO À PENETRAÇÃO DE CLORETOS

Para caracterizar a resistência de um betão à penetração de cloretos, é necessário conhecer o coeficiente de difusão de cloretos, D . O melhor processo para calcular este parâmetro seria, a partir de condições de exposição natural dos betões, determinar os perfis de cloretos e, aplicando a 2.^a Lei de Fick (Equação 7.13), calcular o valor de D e também o valor da concentração superficial de cloretos C_s .

Determinar os perfis de penetração de cloretos em condições de exposição natural é um processo moroso. Por este motivo, diversos autores têm procurado desenvolver métodos mais rápidos para caracterizar a penetração de cloretos no betão. Existem diferentes métodos.

Os diferentes métodos propostos para avaliar a resistência do betão à penetração dos iões de cloreto [20, 42, 43, 44, 45, 46, 47], baseiam-se fundamentalmente nos fenómenos da difusão e migração, mas cada um deles apresenta vantagens e desvantagens. Esses métodos agrupam-se genericamente em métodos de difusão, métodos de migração e outros tipos de métodos em que a difusão e migração ou não estão presentes, ou não são os principais fenómenos de penetração.

Embora os ensaios existentes não possam reproduzir o transporte dos iões de cloro na situação real, eles são úteis e certamente preferíveis à assumpção de que a resistência do betão à acção dos cloretos se encontra apenas relacionada com a sua resistência mecânica.

Estes ensaios não são utilizados para prever directamente a vida útil das estruturas. Contudo, são empregues para determinar a penetrabilidade dos cloretos no betão, medindo alguns parâmetros relacionados, entre os quais o coeficiente de difusão de cloretos, parâmetro utilizado em modelos de previsão da vida útil como por exemplo o LIFE-365™ [48, 49].

Os ensaios podem ser geralmente classificados em dois grupos principais: ensaios de longa duração, que têm um longo período de execução, por exemplo 40, 90 e mesmo 365 dias, e ensaios de curta duração que podem ser realizados em menos de um dia.

A maioria dos ensaios é realizada em provetes saturados, e apenas simulam a difusão clorídrica. Uma vez que a difusão de cloretos no betão é um processo lento e que leva meses ou anos para que os cloretos se propaguem até ao nível das armaduras, os ensaios baseados na difusão demoram muito tempo até fornecerem resultados.

Para acelerar o processo de difusão e tornar menor a duração dos ensaios, pode ser aplicado um campo eléctrico através do provete de betão. A resistência do betão à penetração de cloretos é também avaliada usando ensaios baseados na migração.

Nos pontos seguintes são descritos os principais métodos existentes para a avaliação da resistência à penetração de cloretos no betão.

7.3.1. MÉTODOS DE DIFUSÃO

Sendo o processo de difusão o principal mecanismo de penetração de cloretos no betão, os ensaios de difusão são aqueles que melhor reproduzem a realidade tendo, no entanto, o inconveniente de serem ensaios de longa duração.

7.3.1.1. Ensaio AASHTO T259

O ensaio AASHTO T259 [50] também designado por *Salt Ponding Test*, esquematizado na Figura 7.5, é um ensaio de longa duração. O procedimento de ensaio consiste em colocar, sobre a superfície superior de uma laje de betão seca com 300 mm^2 de área superficial e pelo menos 75 mm de espessura, uma solução de 3% em massa de NaCl durante 90 dias. A laje deve ficar coberta com uma camada da solução de 13 mm de espessura. A face inferior da laje é exposta à secagem e as faces laterais são seladas para forçar o sistema a funcionar de forma unidimensional

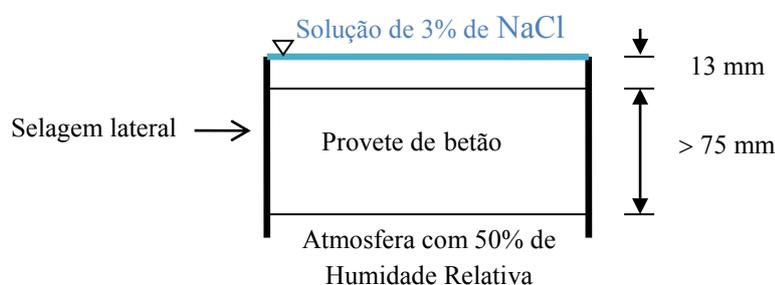


Figura 7.5 – Esquema do ensaio *Salt Ponding*.

De acordo com o procedimento de ensaio, a laje deverá permanecer 14 dias em cura húmida e ter 28 dias de secagem antes do ensaio.

Após 90 dias, a solução de cloreto é removida. São retiradas amostras da laje, a diferentes profundidades, para determinar o teor de cloretos a cada profundidade. Este método permite definir o perfil de cloretos, que pode ser usado para determinar o coeficiente de difusão médio do betão durante o período de teste.

Para além de ser um ensaio longo, este ensaio não tem em conta a absorção inicial, nem o facto de haver uma maior facilidade de penetração de cloretos, pelo facto de a face superior da laje estar molhada e a face inferior estar seca e exposta ao ar, o que não acontece em estruturas reais [20].

7.3.1.2. Ensaio Nord Test NT BUILD 443

O ensaio NT BUILD 443 [3] genericamente designado por *Bulk Diffusion Test* foi desenvolvido para superar algumas das insuficiências do ensaio AASTHO T259 para medir a difusão.

A primeira diferença está relacionada com as condições iniciais de humidade dos provetes. Neste ensaio, os provetes são saturados em vácuo antes de serem imersos na solução de 2,8 mol/L de NaCl, a fim de minimizar a entrada de cloretos por absorção, uma vez que neste ensaio se pretende medir o transporte de cloretos apenas devido à difusão.

No ensaio AASTHO apenas eram seladas as faces laterais dos provetes e uma das faces ficava exposta ao ar. Neste ensaio as faces laterais e o fundo dos provetes são selados, de modo a que a difusão seja próxima da unidireccional (Figura 7.6). Os provetes são então colocados na solução de ensaio durante um período mínimo de 35 dias.

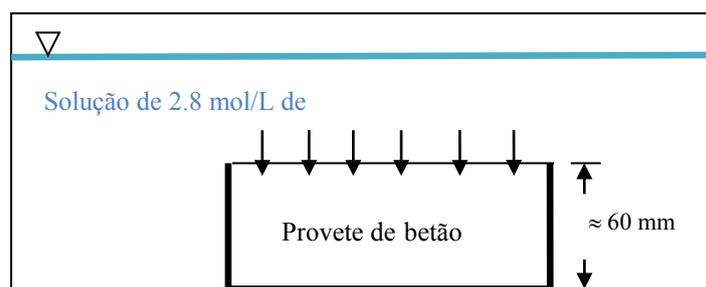


Figura 7.6 – Esquema do ensaio NT BUILD 443 [3].

Após o período de exposição, o provete é cortado em fatias e a concentração de cloretos é determinada de acordo com a NT BUILD 208 [51]. Este método usa uma titulação de retorno com tiocianato de potássio para determinar a concentração de iões de cloreto na solução. O perfil de cloretos é determinado recorrendo à equação (7.13), assim como o coeficiente de difusão.

Para poder quantificar o desempenho do betão ensaiado, pode ser calculado o parâmetro de penetração K_{cr} , definido pela equação (7.24), em que C_r é a concentração de cloretos de referência, geralmente igual a 0,005% da massa do betão e C_i a concentração inicial de cloretos.

$$K_{cr} = 2\sqrt{D} \cdot \text{erf}^{-1} \left(\frac{C_s - C_r}{C_s - C_i} \right) \quad (7.24)$$

Este ensaio foi utilizado pelos criadores do LIFE-365TM [49], para estabelecer a correlação entre o coeficiente de difusão aos 28 dias (D_{28}) do betão e das proporções da mistura.

O ensaio é útil para comparar betões e para determinar as propriedades de difusão do betão. Contudo, existem algumas limitações a este teste que deverão ser analisadas. A primeira é que este ensaio analisa o conteúdo total de cloretos a cada profundidade. No entanto, nem todos os cloretos estão disponíveis para despassivar o aço, visto alguns se encontrarem quimicamente ligados pelo tricálcio de alumínio (C_3A) e fisicamente adsorvidos pelo silicatos de cálcio hidratados. Como anteriormente referido, os cloretos ligados não contribuem para a despassivação das armaduras. Como este método de ensaio analisa o teor total de cloretos incluindo os cloretos ligados, subestima assim a durabilidade do betão.

Esta questão pode ter grande significado quando se comparam betões contendo materiais com diferentes capacidades de ligação. Em betões que contêm materiais cimentícios diferentes, qualquer efeito benéfico fornecido por um material particular não será reconhecido por este ensaio.

Também estão incluídos no teor total de cloretos determinado por este teste, os cloretos contidos nos agregados e em outros materiais. O nível de cloretos nos agregados pode, em muitos casos, não contribuir para a despassivação das armaduras e portanto não deveriam estar incluídos nesta análise.

Outra limitação deste ensaio é que não tem em conta que o coeficiente de difusão variará com o tempo. Com o tempo a hidratação e o capeamento farão diminuir o coeficiente de difusão aparente.

Numa tentativa de acelerar este teste, são usadas condições mais gravosas, tais como elevada temperatura e altas concentrações de cloretos. Por vezes, essas condições podem não ser representativas da realidade e serem demasiado severas, produzindo resultados irrealistas.

Outro problema que poderia ser considerado, é quando se analisam resultados de ensaios de difusão em que a natureza heterogénea do betão possa afectar os resultados. Isto é particularmente importante se os provetes são retirados da superfície ou do interior da laje de betão. O topo (2-3 mm) conterà uma maior percentagem de pasta do que o interior. Portanto, as camadas superiores do provete terão desproporcionalmente maiores teores de cloretos e estes pontos não terão lugar na curva de difusão gerada pela utilização da segunda lei de difusão de Fick.

7.3.1.3. Ensaio definido na Pré-Norma Europeia PrCEN/TS 12390-11

A Pré-Norma Europeia Pr CEN/TS 12390-11 [1] propõe um método de determinação da penetração de cloretos, em regime não estacionário, em provetes de betão.

Os provetes cilíndricos, após um período de cura de pelo menos 28 dias, são seccionados ao meio no sentido longitudinal. Uma das metades é usada para determinar o perfil de cloretos, após a exposição à penetração unidireccional de cloretos, a outra metade é usada para determinar o nível clorídrico inicial.

As metades destinadas à determinação do perfil de cloretos são saturadas em vácuo com água destilada, seladas em todas as faces excepto numa. A face não selada é então exposta à acção de uma solução a 3% de NaCl.

A exposição à solução pode ocorrer pela completa imersão do provete na solução (Figura 7.7 a); colocando, sobre a face não selada do provete, um reservatório com a solução de cloreto de sódio (Figura 7.8 b); ou invertendo o provete, colocando-o com a face não selada imersa na solução (Figura 7.8 c).

O tempo de exposição é de 90 dias, após os quais são cortadas oito fatias para determinar a concentração de cloretos a cada profundidade. Das outras metades, previamente cortadas antes da exposição dos provetes, determina-se o teor inicial de cloretos. A partir da 1ª Lei de Fick, e recorrendo a uma regressão linear, é possível traçar o perfil de cloretos de um dado tipo de betão.

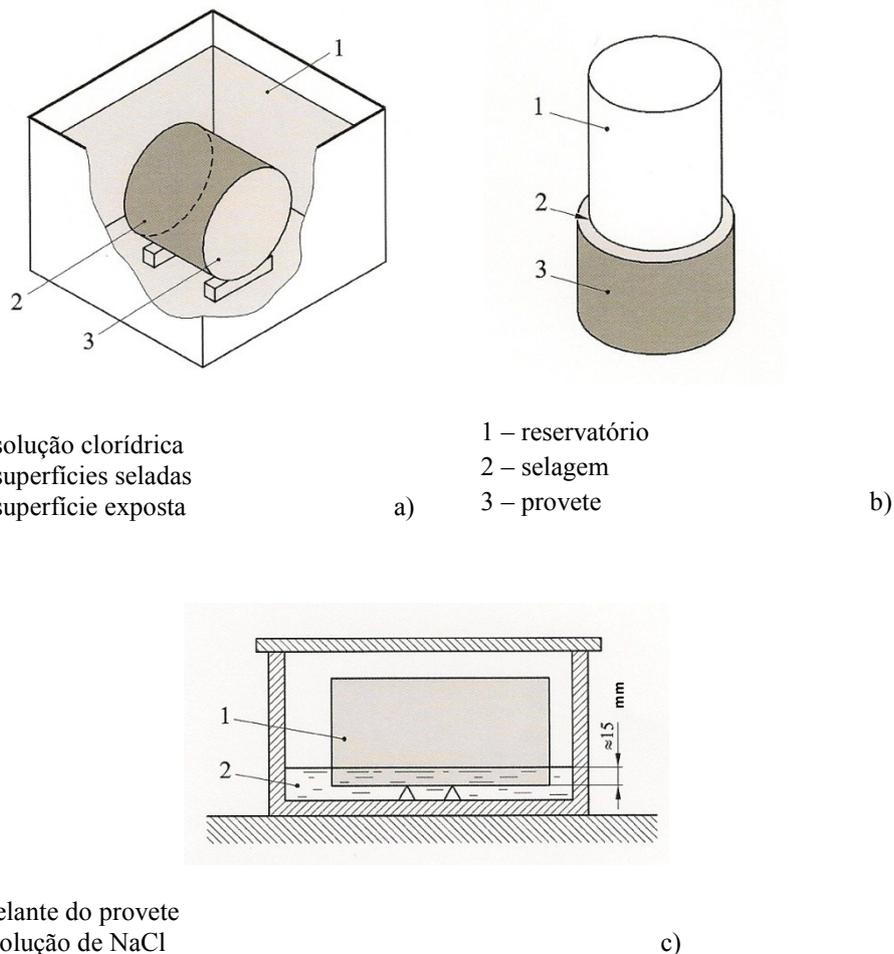


Figura 7.7 – Condicionamento e preparação dos provetes prevista na PrCEN/TS 12390-11 [1].
a) imersão completa do provete na solução; b) colocação do reservatório com a solução sobre a face não selada do provete; c) apenas a face não selada do provete está imersa na solução.

7.3.2. MÉTODOS DE MIGRAÇÃO

Os métodos de migração foram desenvolvidos sobretudo para acelerar o processo de penetração de cloretos no betão. Esta aceleração é realizada através da aplicação de um potencial eléctrico.

7.3.2.1. Método AASHTO T227 ou ASTM C 1202

Este ensaio da permeabilidade rápida de cloretos AASHTO T227 [52] ou ASTM C 1202 [53], designado ainda por *Rapid Chloride Permeability Test*, como o nome indica é um ensaio rápido (6 horas) que mede a condutividade da solução dos poros e o sistema poroso de um provete de betão. O equipamento de ensaio consiste em duas células que contêm soluções condutivas, uma solução de 3% de NaCl de um

lado e outro contendo 0.3 mol/L (ou 12%) de uma solução de NaOH, e no meio o provete de betão selado (Figura 7.8). O provete é saturado em vácuo antes do ensaio. Cada câmara contém um eléctrodo de aço inoxidável, aplicada uma corrente de 60 Volts durante 6 horas. A carga total que passa nas 6 horas de duração do ensaio é medida. Esta carga é referida como o valor do ensaio da penetração rápida de cloretos e dá uma indicação da qualidade do betão.

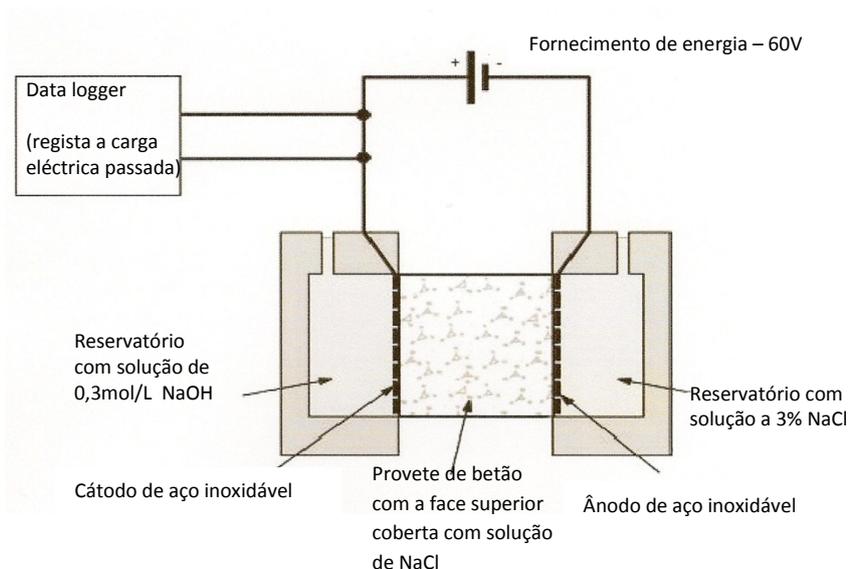


Figura 7.8 - Esquema do ensaio AASHTO T277 ou ASTM C1202.

A Tabela 7.6 apresenta os valores indicativos da qualidade do betão em função da carga total passada, de acordo com a ASTM C 1202.

Tabela 7.6 – Avaliação da qualidade do betão à penetração de cloretos (ASTM C 1202) de acordo com a carga passada [53].

Carga Passada (Coulombs)	Penetração de cloretos	Situações correntes
> 4000	Elevada	Betões convencionais com a/c elevada (> 0,60)
2000 – 4000	Moderada	Betões convencionais com a/c moderada (0,40
1000 – 2000	Baixa	Betões convencionais com a/c baixa (< 0,40)
100 – 1000	Muito reduzida	Betões modificados com látex
<100	Desprezável	Betão polímero

Contrariamente ao que o nome sugere, este ensaio não mede a permeabilidade mas o movimento iónico. O movimento de todos os iões, e não apenas dos iões de cloreto, afecta o resultado dos ensaios (o total da carga passada).

Tem havido algumas críticas a esta técnica, apesar deste ensaio ter sido adoptado como ensaio normalizado e ser usado por numerosos investigadores. Uma das principais críticas refere-se ao facto de o valor da corrente passada se relacionar com todos os iões existentes na solução porosa e não apenas os iões de cloro. A condutividade é função, não apenas da microestrutura do betão, mas também função da solução química dos poros [54]. Quando comparados os resultados dos ensaios de permeabilidade rápida de cloretos de diferentes betões, a solução dos seus poros deve ser considerada. Os materiais cimentícios suplementares reduzem a concentração dos alcalis na solução dos poros [55]. Isso reduz a condutividade do betão, induzindo menores valores para a permeabilidade rápida de cloretos.

Por outro lado, a existência de materiais condutores no betão, como por exemplo as armaduras de aço ou a presença de fibras de aço ou de carbono, aumenta a condutividade do betão.

Outro aspecto crítico está associado ao facto de as medições serem realizadas antes de se atingir o regime estacionário e a alta voltagem aplicada conduzir a um aumento da temperatura. Este aumento de temperatura faz com que o valor da carga passada seja superior ao que se verificaria se a temperatura se mantivesse constante.

Por este facto, os resultados do ensaio de permeabilidade rápida de cloretos podem amplificar a má qualidade dos betões de baixa qualidade. Isto porque a condutividade destes betões é elevada, e à medida que o ensaio prossegue, ocorre um significativo aumento da temperatura. A condutividade é função da temperatura e o aquecimento promove a difusão iónica, que resulta em maiores valores para a permeabilidade rápida aos cloretos [54].

Para eliminar o efeito do aumento da temperatura e a possibilidade de queima da microestrutura, pode fazer-se a passagem de carga durante os primeiros 30 minutos do ensaio e extrapolar o valor para 6 horas multiplicando-o por 12. Este facto pode provavelmente minimizar quaisquer potenciais efeitos do aquecimento, pela redução do tempo em que o betão está exposto à voltagem aplicada [55]. Contudo, apenas será uma aproximação aceitável se a corrente eléctrica permanecer constante no decurso do ensaio.

Reduzir a voltagem aplicada é uma solução alternativa para este problema. No entanto, a redução da voltagem aumenta o efeito de erros de medição. Outra desvantagem é o facto

de ainda não ter sido estabelecida uma correlação exacta entre o resultado deste ensaio (isto é, a carga total) e o coeficiente de difusão de cloretos no betão.

Baseado no facto de que, na medição da condutância eléctrica de um provete cilíndrico de betão, os princípios físicos subjacentes à medição estão suficientemente compreendidos, Bentz [56], refere que é possível desenvolver um método de teste virtual que simule o desempenho em laboratório.

7.3.2.2. Técnica da Migração Eléctrica

Para eliminar uma das desvantagens do ensaio AASHTO T277 e quantificar apenas o movimento dos iões de cloro foi desenvolvida a Técnica de Migração Eléctrica.

O movimento dos iões numa solução sob a acção de um campo eléctrico é governada pela equação (7.20) de Nerst-Plank [57],

Considerando a situação de não haver convecção e assumindo que a parcela da difusão é desprezável comparativamente ao efeito da migração eléctrica, o que é razoável para voltagens da ordem dos 10-15 V [58], a equação (7.20) transforma-se na expressão (7.23).

Isto conduz a uma solução para D , uma vez que se determina o fluxo do ião de cloro e também se assume que a queda de tensão através da célula é linear. Também se assume que a concentração clorídrica é constante na célula de montante, que se atingem as condições do regime estacionário e que o aquecimento da solução e do betão são desprezáveis

Outro método de determinação do coeficiente de difusão D é a aplicação da equação de Nernst-Einstein (7.25), onde σ_i é a condutividade parcial da espécie iónica i e os outros termos têm o significado anterior [59].

$$D = \frac{RT\sigma_i}{z^2 F^2 C} \quad (7.25)$$

Uma vez que se conhece a condutividade parcial, pode determinar-se o coeficiente de difusão. Para cálculo deste parâmetro σ_i , deve atender-se que:

$$\sigma_i = t_i \sigma \quad (7.26)$$

onde σ é a condutividade total e t_i é dado pela expressão (7.27) que relaciona a quantidade eléctrica (Q) ou corrente (I) transportada pela espécie iónica i , com a quantidade eléctrica total ou corrente. Tem sido sugerido que se considere para t_i o valor de 1 [59].

$$t_i = \frac{Q_i}{Q} = \frac{I_i}{I} \quad (7.27)$$

Os testes de migração eléctrica são realizados numa célula com dois compartimentos (Figura 7.9). O provete pode ter qualquer dimensão, mas geralmente usa-se um disco de betão com 100mm de diâmetro e 15 a 50 mm de espessura. A espessura do disco afecta a duração do ensaio mas é necessária uma dimensão suficiente para evitar influências da interface do agregado. Por isso, a espessura do provete, deve ser superior à máxima dimensão do agregado do betão.

Inicialmente, apenas a câmara catódica contém iões de cloro. A solução é habitualmente água destilada ou desmineralizada. Aplica-se uma voltagem para conduzir os iões de cloro através do betão, enquanto se monitoriza a concentração da solução a jusante (câmara anódica), retirando pequenas amostras para determinar a concentração clorídrica dessas amostras. A alteração da concentração clorídrica com o tempo, permite calcular os coeficientes de difusão

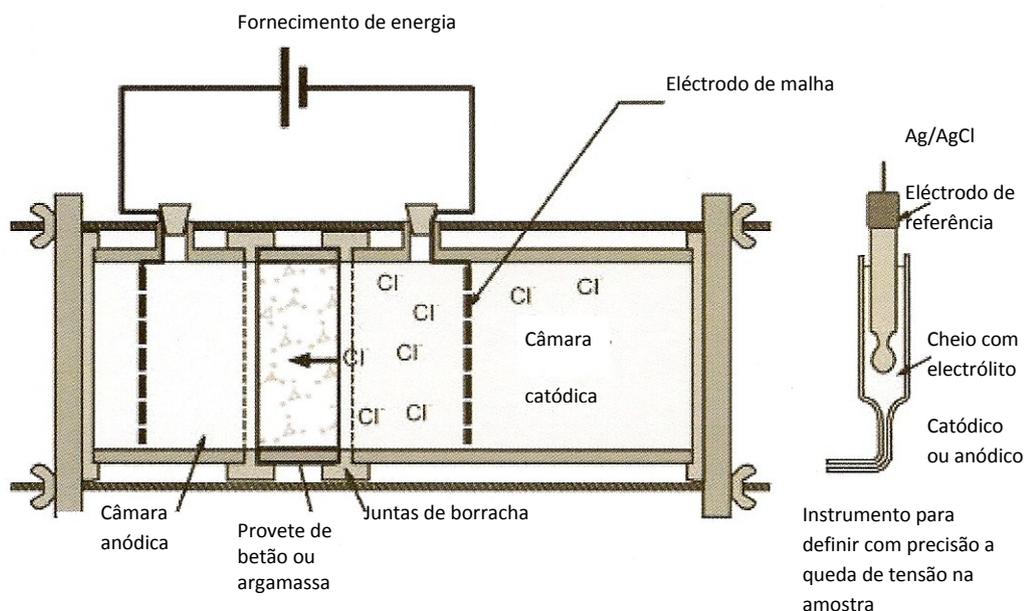


Figura 7.9 – Célula característica para os ensaios de migração de cloretos [20].

7.3.2.3. Método NT BUILD 355

Outro método semelhante ao AASHTO T277, foi introduzido em 1989 na Finlândia com a designação de NT BUILD 355 [60]. Trata-se de um ensaio realizado em regime estacionário onde também é aplicado um potencial eléctrico a um provete de betão pré-saturado colocado entre dois compartimentos, cada um com uma solução diferente. Do lado do cátodo, uma solução de 1,2% em volume de hidróxido de sódio e no ânodo uma solução de 5% em volume de cloreto de sódio. Quando o potencial eléctrico de $12 \pm 0,1$ V é aplicado, deve verificar-se se a temperatura não excede os 40°C , para evitar o efeito do aumento da temperatura nos resultados da migração dos iões, e medir o decréscimo de voltagem recorrendo a dois eléctrodos de referência. A monitorização faz-se retirando pequenas porções da solução do compartimento positivo e adicionando-o a uma solução de 1mol/L de nitrato de prata ligeiramente acidificado. Quando se observar uma precipitação branca, determina-se o teor de cloretos através de um método padrão uma vez por dia durante uma semana. No final do ensaio volta a medir-se o decréscimo do potencial eléctrico. O coeficiente de difusão, D , é dado pela equação (7.28).

$$D = \frac{\Delta C_2 \cdot V_2 \cdot R \cdot T \cdot l}{\Delta t \cdot A \cdot z \cdot F \cdot \Delta E \cdot C} \quad (7.28)$$

onde ΔC_2 o aumento de concentração de cloretos na solução de hidróxido de sódio (kg/m^3), C a concentração de cloretos no compartimento negativo (kg/m^3), V_2 o volume do compartimento positivo (m^3), l a espessura do provete (m), A a área do provete (m^2), Δt o tempo decorrido (s), e ΔE o decréscimo do potencial eléctrico (V).

7.3.2.4. Teste Rápido de Migração

Tange et al. [61] desenvolveram, em 1991, na Suécia, um método de ensaio designado por Teste Rápido de Migração, CHT ou *Rapid Migration Test* que merece abordagem separada.

O provete de betão, com 50 mm de espessura e 100 mm de diâmetro, é colocado numa célula de migração, como se esquematiza na Figura 7.10, entre duas soluções. A solução colocada no lado catódico é água destilada e a solução colocada no lado anódico é também água destilada contendo 3% de cloreto de sódio. É aplicada uma voltagem de apenas 30 V nas extremidades do provete, durante 8 horas. O provete é então removido e cortado ao meio.

A profundidade de penetração de cloretos é determinada usando uma técnica colorimétrica, isto é, pulverizando nitrato de prata na superfície e assistindo à mudança de cor nas zonas que contêm cloretos. O nitrato de prata reage na presença de cloretos formando cloreto de prata, um precipitado de cor branca, conseguindo-se deste modo medir a profundidade de penetração de cloretos. Esta profundidade x_d , é utilizada para determinar o coeficiente de difusão efectiva, D , através da equação (7.29)

$$D = \frac{R \cdot T \cdot x_d}{z \cdot F \cdot E \cdot t_d} \quad (7.29)$$

em que t_d o tempo de duração do ensaio.

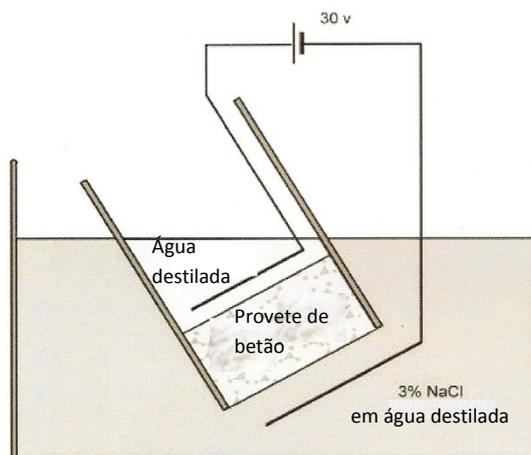


Figura 7.10 – Célula de migração de Tang [61].

Este método colorimétrico foi investigado pela primeira vez por Collepari et al. [62] e mais tarde por Otsuki e al. [63], para determinarem qual a concentração óptima da solução de nitrato de prata que deve ser utilizada neste processo. Verificaram que uma

solução a 0.1 mol/L é adequada e que, a fronteira de mudança de cor do betão, corresponde à localização de uma concentração clorídrica solúvel de 0,15% do peso do cimento. Os métodos colorimétricos são particularmente aplicados para determinação da profundidade média da penetração de cloretos e a sua evolução no tempo [64].

Para determinação da profundidade média da penetração de cloretos, é necessária a detecção precisa da linha de fronteira entre as zonas contaminadas e as zonas livres de cloretos. Há vários factores que influenciam a definição precisa dessa linha de fronteira [65], que não é regular, nomeadamente a heterogeneidade do material, a rugosidade da superfície do provete, a fraca diferença de coloração entre as duas zonas (contraste), ou a utilização de soluções de nitrato de prata inadequadas [66, 67].

Andrade [57] relacionou ainda a profundidade de penetração de cloretos obtida por métodos colorimétricos com a voltagem da corrente passada em ensaios de migração do tipo da ASTM C1202-91. Concluiu que o valor médio da concentração total de cloretos para o qual ocorre alteração de cor, em cada betão, é independente da voltagem aplicada.

A profundidade da frente de penetração depende da densidade da carga eléctrica passada Q (C/cm^2), existindo uma relação linear entre essa frente e a profundidade à qual a ocorre a alteração de cor.

7.3.2.5. Método NT BUILD 492

O método NT BUILD 492 [2], é um método muito semelhante ao anterior, mas difere no tipo de soluções utilizadas e na determinação do coeficiente de difusão. No lado do cátodo é colocada água contendo 10% de NaCl e no lado do ânodo coloca-se uma solução de 1,2% NaOH (hidróxido de sódio) em água destilada. A expressão dos resultados, para determinação do coeficiente de difusão, tem em conta as concentrações de cloreto, pelo que o coeficiente de difusão é dado pela equação (7.30),

$$D = \frac{R \cdot \Delta T \cdot l}{z \cdot F \cdot (E - 2)} \cdot \frac{x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{t} \quad (7.30)$$

onde x_d é a profundidade de penetração de cloretos em (m), e ΔT a diferença de temperatura entre o início e o fim do ensaio. A função (7.31) que define o parâmetro α tem em conta as concentrações de cloreto C_d , a partir da qual há alteração de cor do betão, e C a concentração clorídrica presente na solução catódica.

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{R \cdot T \cdot l}{z \cdot F \cdot (E - 2)}} \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot C_d}{C} \right) \quad (7.31)$$

A resistência dos betões à penetração dos cloretos pode ser avaliada tendo em conta o coeficiente de difusão determinado recorrendo aos resultados obtidos no ensaio definido na NT BUILD 492, conforme consta na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Resistência à penetração de cloretos baseada no ensaio NT BUILD 492.

$D (\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s})$	Resistência do betão
> 15	Reduzida
10 – 15	Moderada
5 – 10	Elevada
2,5 – 5	Muito elevada
< 2,5	Ultra elevada

7.3.3. OUTROS MÉTODOS

Existem outros métodos, que diferem dos anteriormente referidos, por não utilizarem a difusão ou a migração como forma de determinação do fluxo, ou ainda por quantificarem outras propriedades que permitam prever o comportamento do betão face à presença de cloretos. São métodos que não se enquadram na designação dos anteriores. Salientam-se os mais importantes.

7.3.3.1. Técnica de Penetração por Pressão

Uma alternativa para quantificar a penetração de cloretos é recorrer a um ensaio de pressão, Técnica de Penetração por Pressão [20].

Esta técnica consiste em colocar uma amostra de betão pré-saturada numa célula de permeabilidade (Figura 7.11) que contém uma solução de cloretos e aplicar-lhe uma dada pressão.

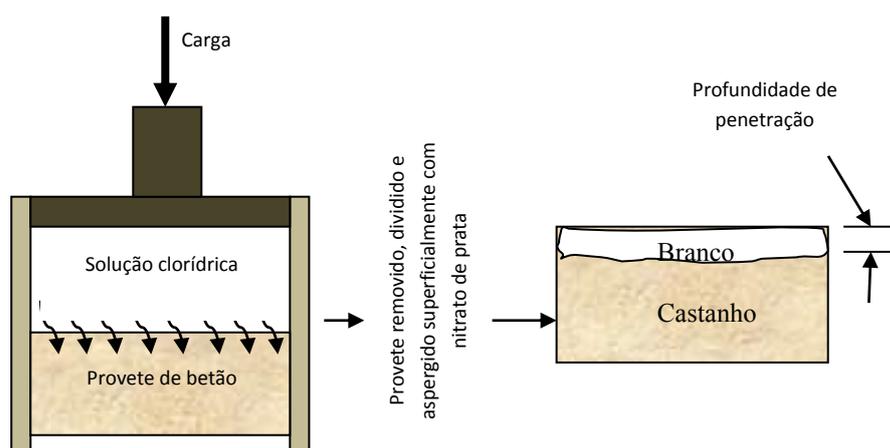


Figura 7.11 – Esquema de procedimento do Ensaio de Penetração por Pressão [20].

A análise da permeabilidade pode ser feita de duas formas: através da técnica da colorimetria, usando nitrato de prata e medindo a profundidade do precipitado branco, ou recorrendo à equação (7.32).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \bar{v} \frac{\partial C}{\partial x} \quad (7.32)$$

onde \bar{v} é a taxa média linear do fluxo dada pela expressão (7.33), em que k é permeabilidade à água, n a porosidade e h a pressão aplicada.

$$\bar{v} = -\frac{k}{n} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (7.33)$$

A equação (7.34) apresenta a solução da equação diferencial, sendo C a concentração de cloretos num dado ponto a um determinado tempo, C_s a concentração à superfície e t o tempo de duração do ensaio.

$$\frac{C}{C_s} = 0,5 \cdot \left[\operatorname{erfc}\left(\frac{x - \bar{v}t}{2\sqrt{Dt}}\right) + \exp\left(\frac{\bar{v}x}{D}\right) \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{x + \bar{v}t}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \quad (7.34)$$

Este método tem o inconveniente de exigir que sejam conhecidas as concentrações num dado momento de ensaio, o que faz com que seja pouco utilizado.

7.3.3.2. Método baseado na Cronoamperometria

Embora não se possa inserir nos métodos de migração, o método proposto por Ait-Mokhtar [68] recorre a células de migração para determinar o coeficiente de difusão. O provete é colocado entre dois compartimentos preenchidos com uma solução de hidróxido de sódio e hidróxido de potássio respectivamente. Aplica-se um campo eléctrico de 30V/m e depois de este estar estabilizado as células são renovadas com 0,5 mol/L de cloreto de sódio, medindo-se em seguida a intensidade da corrente, I . O fluxo é calculado recorrendo à expressão (7.35).

$$J = \frac{I}{zF} \quad (7.35)$$

O coeficiente de difusão é dado pela expressão (7.36).

$$D = \frac{R \cdot T \cdot l}{z \cdot F \cdot E} \cdot \frac{J}{C} \left(1 - e^{\frac{z \cdot F}{R \cdot T} E} \right) \quad (7.36)$$

7.3.3.3. Técnica da Resistividade

Existem métodos que não medem directamente a permeabilidade do betão aos cloretos mas relacionam indirectamente a permeabilidade, com outras propriedades do betão.

A Técnica de Resistividade (*Resistivity Technique*) [20], baseia-se no facto de a resistividade do betão ser a propriedade inversa da condutividade do betão.

Neste ensaio, aplica-se uma corrente directa ou alternada a uma amostra de betão, e mede-se a resistência. No caso de se usar uma corrente alternada, deve-se prever o efeito de polarização e aplicar duas voltagens diferentes para calcular a resistência. A resistividade é então determinada de acordo com a expressão (7.37), onde ρ é a resistividade ($\Omega \cdot m$), R_{Ω} a resistência eléctrica (Ω).

$$\rho = \frac{R_{\Omega} \cdot A}{l} \quad (7.37)$$

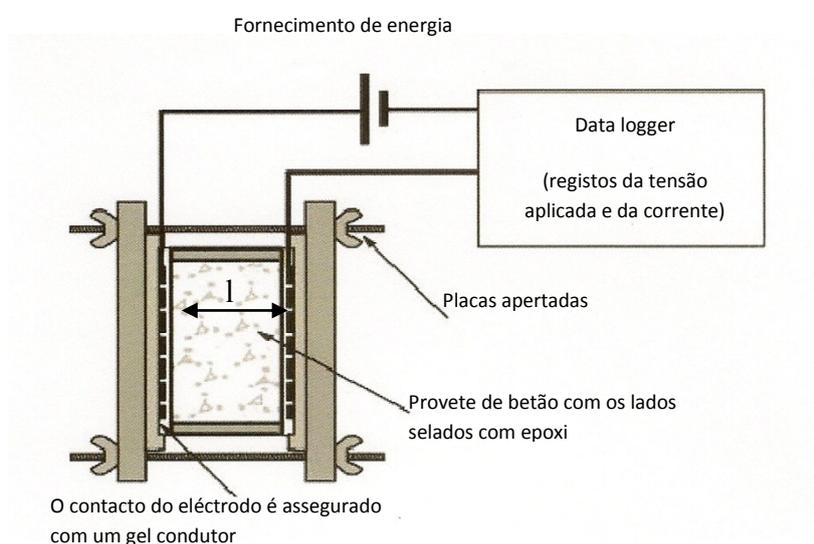


Figura 7.12 - Dispositivo de medição do ensaio de resistividade [20].

A condutividade é calculada pela inversa da resistividade e assim pode prever-se com alguma confiança o comportamento do betão face à penetração dos cloretos.

Quanto maior for a condutividade, maior será a penetrabilidade do betão aos cloretos. No entanto, a inclusão de materiais condutores no betão pode alterar os resultados, efeito já referido nos métodos de migração.

7.3.3.4. Teste de condução de cloretos

Outro método baseado na determinação da condutividade, foi desenvolvido por Streicher et al. [69] e designado de Teste de Condução de Cloretos (*Chloride*

Conduction Test). Estes autores ensaiaram provetes de betão de uma forma semelhante ao proposto no AASHTO T277. Aplicaram uma diferença de potencial de 10 V e usaram soluções de NaCl em ambos os lados da célula. No final do ensaio mediram a corrente passada e determinaram a condutividade de acordo com a seguinte expressão (7.38), em que σ é a condutividade em (mS/cm).

$$\sigma = \frac{I}{V} \cdot \frac{l}{A} \quad (7.38)$$

Sabendo que a relação entre a condutividade e a difusividade do betão é igual à relação entre a condutividade e a difusividade da solução usada, neste caso uma solução de NaCl, conclui-se que, quanto maior for a condutividade, também maior será a difusividade do betão, logo maior será a penetração dos cloretos.

7.3.3.5. Modelação Empírica

Recentemente, Güneyisi et al. [70] propuseram um método empírico para determinar a permeabilidade do betão aos cloretos. Este método, cujos parâmetros dependem do tipo de betão, idade e condições de cura, baseia-se no modelo de Rede Neural.

O modelo de Rede Neural consiste numa abstracção do modo como funciona o sistema nervoso central humano. Assim, a partir de vários dados vindo de diferentes neurónios, o sistema nervoso central consegue relacioná-los e obter um resultado dessa relação através de uma função de activação que se pode traduzir pela expressão (7.39), na qual y_i é o *out-put* de um neurónio i após activação e U_i depende dos factores que intervêm nessa activação.

$$y_i = \frac{2}{1 + e^{-2U_i}} - 1 \quad (7.39)$$

Neste estudo, os autores, transportaram a equação anterior para o problema da permeabilidade do betão aos cloretos, usando o algoritmo do Gradiente Conjugado. O Gradiente Conjugado é um método iterativo que resolve sistemas lineares com n equações e n variáveis [71].

A formulação pretendida para a obtenção da permeabilidade do betão aos cloretos é dada pela expressão (7.40):

$$Permeabilidade_Cloretos = \left[\frac{\left(\frac{2}{1+2^{2w}} - 1 \right) + 0,9654588}{0,00014133} \right] \quad (7.40)$$

onde:

$$\begin{aligned} w = & 1,368 \left(\frac{2}{1+e^{-2U_1}} - 1 \right) - 4,653 \left(\frac{2}{1+e^{-2U_2}} - 1 \right) - 4,430 \left(\frac{2}{1+e^{-2U_3}} - 1 \right) \\ & + 0,9987 \left(\frac{2}{1+e^{-2U_4}} - 1 \right) + 2,257 \left(\frac{2}{1+e^{-2U_5}} - 1 \right) + 27,781 \left(\frac{2}{1+e^{-2U_6}} - 1 \right) \\ & - 27,698 \left(\frac{2}{1+e^{-2U_7}} - 1 \right) + 0,810 \left(\frac{2}{1+e^{-2U_8}} - 1 \right) - 1,348 \end{aligned} \quad (7.41)$$

com:

$$U_1 = -0,173X_1 + 8,711X_2 - 14,432X_3 + 1,026X_4 + 5,7X_5 - 10,467X_6 - 0,4$$

$$U_2 = -0,690X_1 + 2,455X_2 - 3,3X_3 + 28,987X_4 - 0,028X_5 + 0,00065X_6 - 23,404$$

$$U_3 = -0,23X_1 - 3,12X_2 + 4,17X_3 - 30,65X_4 + 0,44X_5 - 0,10X_6 - 25,53$$

$$U_4 = -0,05X_1 - 0,96X_2 + 1,04X_3 - 7,28X_4 + 14,34X_5 - 23,33X_6 - 26,67$$

$$U_5 = -0,06X_1 + 0,066X_2 + 0,091X_3 - 0,051X_4 + 0,847X_5 + 0,99X_6 - 0,335$$

$$U_6 = -0,51X_1 - 11,59X_2 + 7,50X_3 - 1,87X_4 - 0,785,7X_5 - 0,00997X_6 + 0,89$$

$$U_7 = 0,671X_1 - 11,68X_2 + 7,45X_3 - 1,82X_4 + 0,141X_5 - 0,0054X_6 + 1,754$$

$$U_8 = +4,19X_1 + 14,58X_2 - 20,08X_3 + 10,27X_4 - 0,147X_5 - 0,0976X_6 - 0,964$$

Nestas equações X_i , representa os vários factores: X_1 identifica o tipo de cimento (naquele estudo foram usados cinco tipos de cimento, X_1 varia de 1 a 5), X_2 é a razão água/cimento, X_3 é a razão agregado/cimento, X_4 é a razão aditivo/cimento, X_5 toma os valores de 1, 2 ou 3 conforme o tipo de cura (cura sem controlo, com controlo e cura saturada) e X_6 é a idade do betão que pode ser variar de 28 a 180 dias.

A permeabilidade do betão, obtida através da expressão (7.40) é dada em coulombs. Recorrendo-se à Tabela 7.6, referente ao Ensaio ASSTHO T277, pode classificar-se o betão quanto à sua permeabilidade aos cloretos.

Os resultados deste estudo revelaram-se muito conformes, visto que quando comparados com valores obtidos por ensaio AASHTO T277, a sua relação é próxima de 1.

No Capítulo 3 deste trabalho estudou-se a viabilidade de produção de betões com cortiça e a influência da presença da cortiça na resistência à compressão, massa volúmica e absorção de água desses betões. Nos capítulos seguintes foi avaliada a influência da cortiça no que se refere ao comportamento dos betões quando submetidos à acção do gelo-degelo e à acção de temperaturas elevadas.

Por se considerar que a acção dos cloretos no betão é um dos factores que mais interfere na durabilidade das estruturas de betão, pretendeu-se conhecer o comportamento de betões que incorporam a cortiça como agregado, face a este tipo de acção.

Após apresentação dos principais mecanismos de degradação do betão por acção dos cloretos e dos métodos experimentais que permitem a caracterização da resistência do betão face à acção dos cloretos, descreve-se o trabalho experimental realizado, para avaliação da resistência à penetração de cloretos, em betões com diversas percentagens de cortiça em substituição da areia, comparativamente a um betão de referência sem cortiça e a um betão com introdutor de ar.

7.4. TRABALHO EXPERIMENTAL

O trabalho laboratorial desenvolvido teve como principal objectivo avaliar a influência da cortiça na resistência dos betões à penetração de cloretos.

Como se anteriormente se referiu, os betões foram submetidos a ensaios de penetração de cloretos por difusão unidireccional, de acordo com princípios baseados nas normas Pr CEN/TS 12390-11 [1], NT BUILD 492 [2] e NT BUILD 443 [3], que permitiram determinar a profundidade de penetração de cloretos no betão e avaliar também a variação da resistência à tracção do betão, através de ensaios de tracção por compressão diametral.

O conjunto de ensaios de determinação da evolução da profundidade de penetração de cloretos ao longo do tempo, teve como objectivo estudar a influência da cortiça,

enquanto agregado de um betão, no comportamento de betões sujeitos à difusão unidireccional de cloretos em períodos de 28 dias, 3 e 6 meses respectivamente.

A profundidade de penetração dos cloretos nos betões foi determinada através da reacção com uma solução de nitrato de prata, em provetes imersos na solução de 3% de NaCl [64, 65], num processo designado por método colorimétrico.

Para determinação da profundidade de penetração dos cloretos no betão, foi necessário seccionar os provetes. Este facto permitiu também a avaliação da degradação mecânica dos betões, com o tempo e com o tipo de solução em que foram imersos, realizada através da execução de ensaios de determinação da resistência à tracção por compressão diametral, de acordo com a NP EN12390-6 [2]. Estes ensaios permitiram avaliar a variação da resistência à tracção dos betões que, após um período de cura, foram imersos numa solução de cloreto de sódio e em água destilada durante 28 dias, 3 e 6 meses, comparativamente a betões que permaneceram em câmara de cura até à data de ensaio.

7.4.1. COMPOSIÇÃO DOS BETÕES

Foram estudados seis tipos de betões: BR, BAER, BE20, BE25, BE30 e BE40 (ver detalhes da composição da Série 8, no Capítulo 3). O betão BR, um betão normal de uso corrente, de agregados calcários, utilizado como betão de referência. O betão BAER, um betão com composição idêntica ao BR, produzido com um introdutor de ar (SIKA AER) na dosagem de 0,1 hl/100kg de cimento, para introduzir uma percentagem de aproximadamente 4% de ar em volume. O desempenho destes dois betões (BR e BAER) foi comparado com os resultados obtidos por outros quatro betões contendo diferentes percentagens de granulado de cortiça: BE20, BE25, BE30 e BE40. Foram executados doze provetes de cada tipo de betão.

A Tabela 7.8 apresenta a composição dos betões estudados.

Tabela 7.8 – Composição dos betões estudados.

Componentes (kg/m ³)	Tipo de Betão					
	BR	BAER	BE20	BE25	BE30	BE40
Areia	457	457	365,60	342,75	319,90	274,29
Brita	1372	1372	1372	1372	1372	1372
Cimento	380	380	380	380	380	380
Água (l/m ³)	190	190	190	190	190	190
Sika AER (l/m ³)	-	0,36	-	-	-	-
GCE (0/1)	-	-	7,37	9,21	11,05	14,74
GCE (1/2)	-	-	2,13	2,66	3,20	4,26
a/c	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

7.4.2. PREPARAÇÃO DOS PROVETES

Os provetes cilíndricos de diâmetro e altura de aproximadamente 100 mm foram moldados em tubos de PVC com o diâmetro de 100 mm (Figura 7.13). Os provetes foram moldados e vibrados, ficando com a face superior plana e lisa e protegida da contaminação com uma película.



Figura 7.13 – Moldagem dos provetes.

Foram desmoldados ao fim de 24 horas e permaneceram em câmara de cura, no Laboratório de Construções da FCTUC, com temperatura (20± 2) °C e humidade relativa de 95 %, durante 28 dias.

Aos 28 dias, foram rectificadas, de acordo com a NP EN 12390-3 [72] e pesados numa balança de precisão 0,1 g, modelo Explorer da OHAUS.

Após identificação os provetes foram imersos em água destilada a (21 ± 2) °C durante um período de 72 horas, de acordo com o procedimento de ensaio indicado na norma EN 13396 [73].

Esta imersão é efectuada para garantir que, quando submetidos à acção de cloretos, a penetração de cloretos no betão ocorra apenas por difusão.

Depois do período de saturação os provetes foram limpos e novamente pesados. A superfície lateral dos provetes foi então revestida com uma tinta epóxida de dois componentes (Icosit K 101 TW) da Sika (ver Figura 7.14), para garantir a impermeabilização dessa superfície. Procurou-se, assim, que a difusão dos cloretos ocorresse de forma próxima da unidireccional pelas bases superior e inferior dos provetes cilíndricos.



Figura 7.14 – Impermeabilização da superfície lateral dos provetes por aplicação de uma tinta epóxida.

Após a secagem do revestimento lateral (± 24 horas) os provetes de cada tipo de betão foram colocados em contentores plásticos e imersos nas seguintes soluções: 6 provetes numa solução a 3% de NaCl utilizando água destilada (21 ± 2) °C e 6 provetes de controlo em água destilada a (21 ± 2) °C.

Os provetes, devidamente identificados, foram colocados nos contentores plásticos de modo a que houvesse espaço suficiente entre eles para que ficassem completamente envolvidos pela solução (Figura 7.15).

Para permitir a difusão pela face inferior, os provetes ficaram distanciados do fundo dos contentores, com a base assente numa grelha plástica. A Figura 7.16 esquematiza a imersão dos provetes.



Figura 7.15 - Identificação e colocação dos provetes nas respectivas soluções.

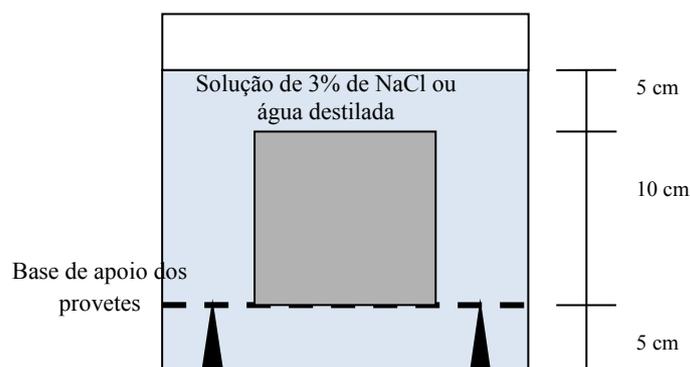


Figura 7.16 – Esquema de imersão dos provetes em água destilada e na solução de 3% de NaCl.

7.4.3. REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE TRACÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Para determinação da resistência e avaliação da influência das soluções de cloreto de sódio e da água destilada na resistência à tracção dos betões foram realizados ensaios de tracção por compressão de acordo com a norma NP EN 12390-6 [4].

De acordo com a norma, o valor da resistência à tracção por compressão diametral dos provetes é obtida pela equação 7.43.

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot F_r}{\pi \cdot l \cdot d} \quad (7.43)$$

onde, f_{ct} é a resistência à de tracção por compressão diametral em MPa, F_r é a carga máxima em N, l é a espessura do provete em mm e d é o diâmetro da secção transversal do provete em mm.

Estes ensaios foram realizados numa máquina de ensaios à compressão Wykeham Farrance, da classe 1, no Laboratório de Engenharia Civil da ESTT, seguindo o procedimento da NP EN 12390-6 (ver Figura 7.17).

Os ensaios de tracção por compressão diametral foram realizados em provetes previamente submetidos à seguintes condições:

- provetes imersos numa solução de 3% de NaCl durante, 28 dias, 3 e 6 meses respectivamente;
- provetes imersos em água destilada durante 28 dias e 6 meses, respectivamente;
- provetes de referência, que permaneceram em câmara de cura, até à data de ensaio e que foram previamente imersos em água destilada durante 72 horas.

Refere-se que os provetes ensaiados após imersão, foram previamente sujeitos a uma cura em câmara de cura durante 28 dias. Deste modo para determinar a idade real dos provetes é necessário somar 28 dias ao tempo de imersão.



Figura 7.17 – Equipamento utilizado nos ensaios de tracção por compressão diametral.

7.4.4. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS NOS BETÕES

Dos ensaios de tracção por compressão diametral obtiveram-se, por seccionamento de cada provete cilíndrico, duas metades como se exemplifica na Figura 7.18.



Figura 7.18 – Exemplo de um provete cilíndrico após a rotura por compressão diametral.

Para determinação da presença de cloretos nos betões, as metades dos provetes de cada betão foram aspergidas com uma solução a 3% de AgNO_3 .

A solução de nitrato de prata reage com os cloretos existentes no betão, promovendo uma alteração na coloração dos provetes (ver Figura 7.19) identificando, deste modo, a presença de cloretos no betão.



Figura 7.19 – Exemplo da visibilidade (região mais clara) da reacção dos cloretos do betão com a solução de nitrato de prata, na face superior e na face inferior dos provetes.

Quando a precipitação branca de cloreto de prata foi claramente visível (após cerca de 15 minutos) mediu-se, com uma régua calibrada, a profundidade de penetração em vários pontos. As medições para determinação da profundidade média de penetração de cloretos nos betões, foram realizadas de acordo com a NT BUILD 492 [2].

A Figura 7.20 ilustra o procedimento utilizado na medição da profundidade de penetração de cloretos em cada provete. O valor final, da profundidade de penetração de cloretos (x_d) pela face superior e inferior dos provetes, é dado pela média dos registos efectuados respectivamente em cada uma das faces.

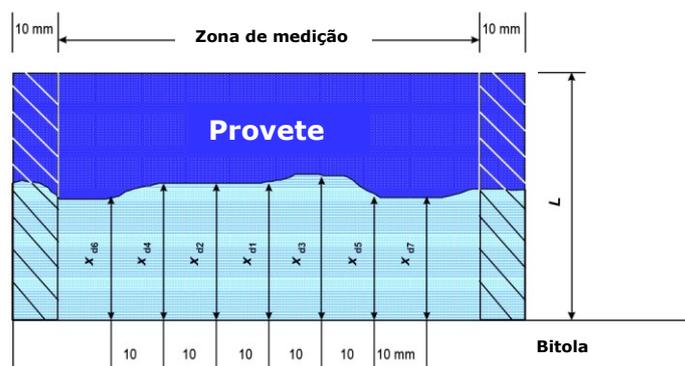


Figura 7.20 – Exemplificação da localização dos pontos onde se realiza a medição da profundidade de penetração de cloretos [2].

7.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nos pontos seguintes referem-se e analisam-se os resultados obtidos na determinação da profundidade de penetração dos cloretos nos betões, obtida após os vários períodos de imersão, e também os resultados da variação da resistência à tracção do betão, determinada nos ensaios de tracção por compressão diametral para as várias condições de ensaio.

7.5.1. PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO DOS CLORETOS NO BETÃO, APÓS OS PERÍODOS DE IMERSÃO NA SOLUÇÃO DE NACL

Como se referiu, o ensaio de determinação da profundidade de penetração de cloretos nos betões foi realizado através do método colorimétrico. Este processo é

particularmente usado na determinação da profundidade de penetração de cloretos no betão e na sua evolução com o tempo.

Existe alguma subjectividade na medição da profundidade de penetração de cloretos, uma vez que a linha de fronteira entre a zona com cloretos (mais clara) e a restante secção não é regular, dada a rugosidade dos provetes e a heterogeneidade do betão. No entanto, este método apresenta algumas vantagens que o tornam de utilização corrente para este efeito, nomeadamente por ser um teste de simples e rápida execução, que pode ser aplicado em condições laboratoriais ou “in situ” em carotes extraídas de estruturas contaminadas. Pode ser aplicado a qualquer tipo de betão e tem um baixo custo.

A profundidade média de penetração de cloretos x_d , que corresponde à profundidade de precipitado branco, foi medida de acordo com o especificado em 7.4.4.

7.5.1.1. Determinação de profundidade de penetração de cloretos após 28 dias de imersão

No final de um período de 28 dias de imersão numa solução de 3% de NaCl, após aspersão com uma solução de 3% de AgNO₃, os provetes apresentaram o aspecto ilustrado na Figura 7.21.

A Figura 7.22 apresenta os valores médios da profundidade de penetração de cloretos nos betões registada nas faces superior e inferior dos provetes, após 28 dias de imersão numa solução a 3% de cloreto de sódio.

Aos 28 dias os betões apresentaram profundidades de penetração de cloretos muito idênticas, aproximadamente 20 mm, à excepção dos betões BE20 e BE40 que registaram profundidades de penetração de cloretos da ordem dos 15 mm.

À excepção do BE20, em todos os outros betões verificou-se que a profundidade de penetração pela face superior dos provetes é maior do que pela face inferior.

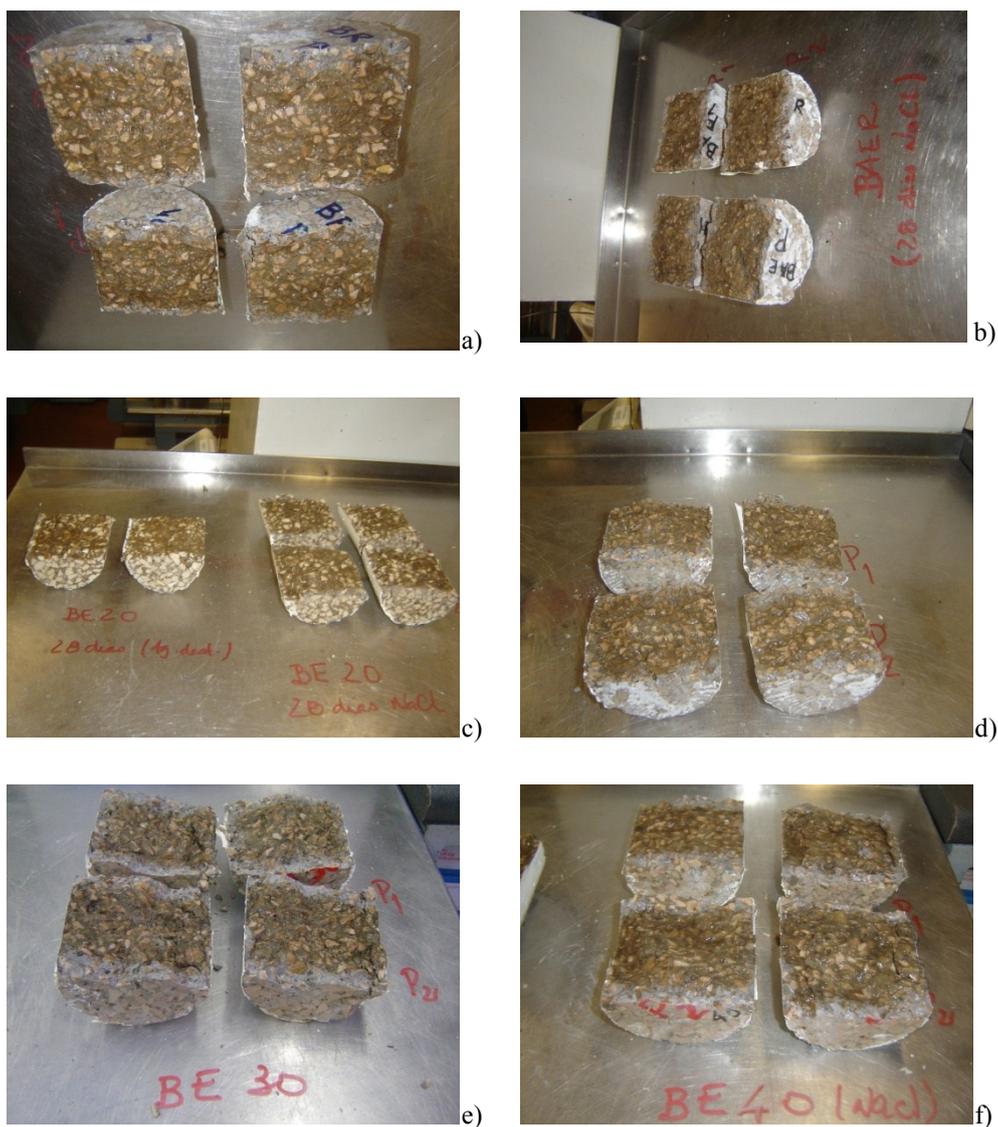


Figura 7.21 – Aspecto dos provetes após 28 dias de imersão em NaCl: a) BR; b) BAER; c) BE20; d) BE25; e) BE30; f) BE40.

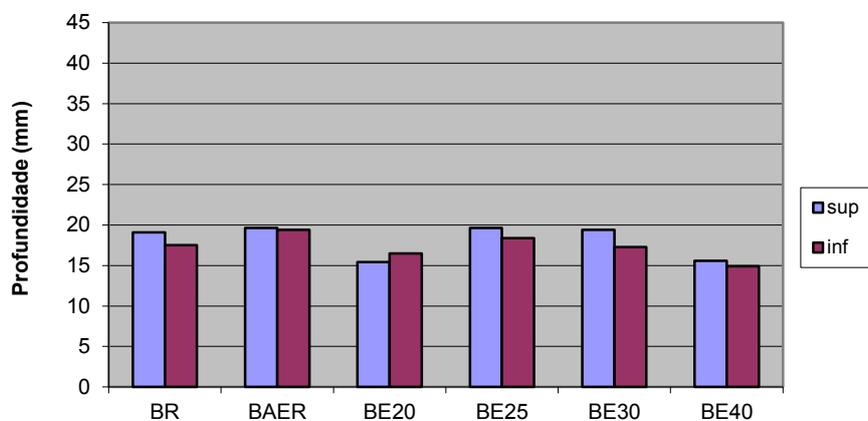


Figura 7.22 – Valores médios da profundidade de penetração de cloretos nos betões, após 28 dias de imersão numa solução de 3% de NaCl.

7.5.1.2. Determinação de profundidade de penetração de cloretos após 3 meses de imersão

Após 3 meses de imersão na solução de NaCl, e depois de aspergidos com a solução de nitrato de prata, o aspecto dos provetes dos vários betões foi o que se apresenta na Figura 7.23.

Na Figura 7.24 apresentam-se os valores médios obtidos na medição da profundidade de penetração de cloretos nos betões verificada, nas faces superior e inferior dos provetes.

Ao fim de três meses de imersão contínua verifica-se que a profundidade de penetração é maior pela face superior dos provetes, à excepção do BE20 e do BR.

As maiores profundidades de penetração de cloretos registaram-se nos provetes dos betões BAER e BE40.

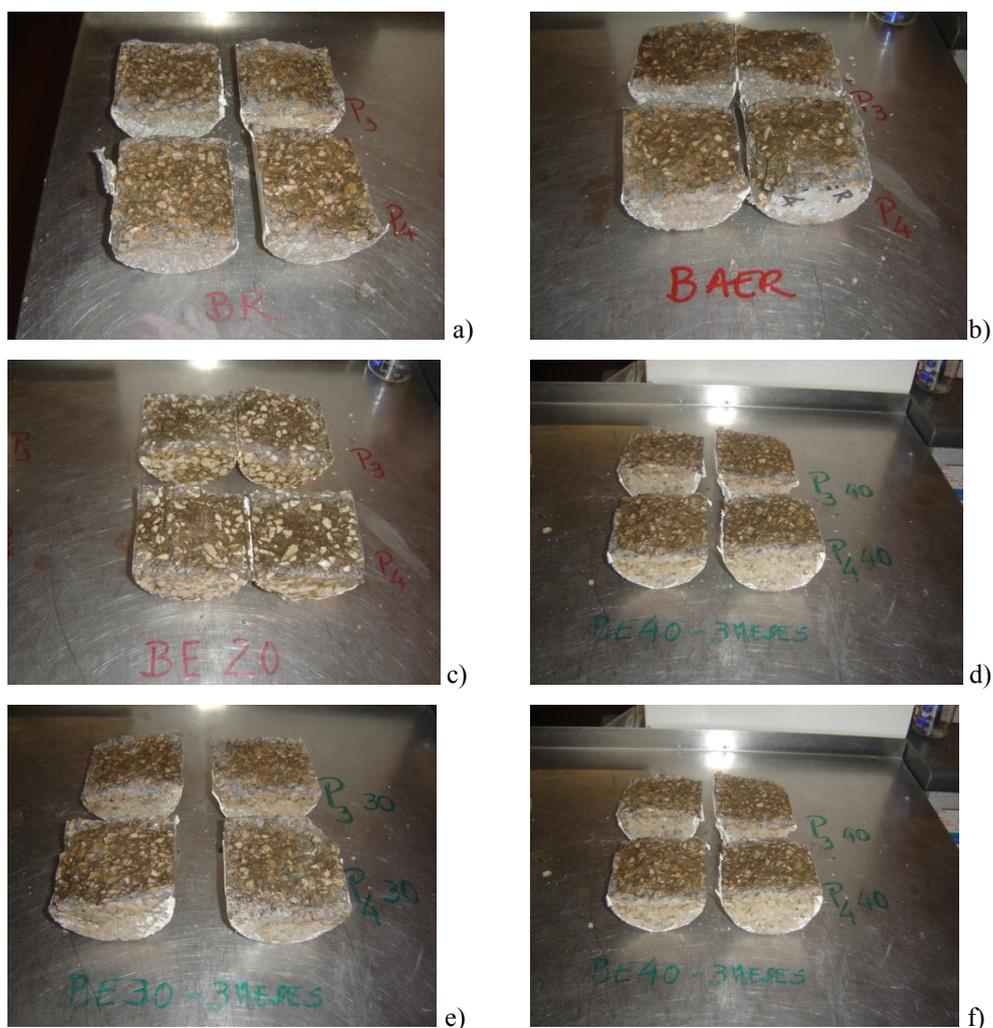


Figura 7.23 – Aspecto dos provetes após 3 meses de imersão em NaCl: a) BR; b) BAER; c) BE20; d) BE25; e) BE30; f) BE40.

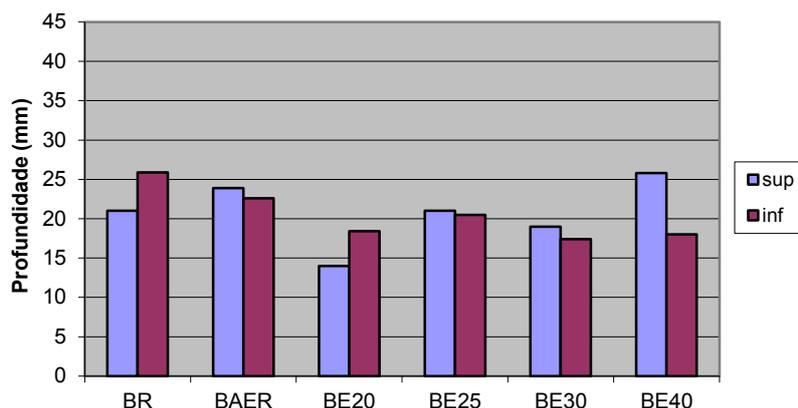


Figura 7.24 – Valores médios da profundidade de penetração de cloretos nos betões, após 3 meses de imersão numa solução de 3% de NaCl.

7.5.1.3. Determinação de profundidade de penetração de cloretos após 6 meses de imersão

Ao fim de 6 meses de imersão em NaCl, e depois de aspergidos com a solução de nitrato de prata, os provetes dos vários betões apresentaram o aspecto ilustrado na Figura 7.25).

Os valores médios obtidos na medição da profundidade de penetração de cloretos nos betões verificada nas faces superior e inferior dos provetes, após 6 meses de imersão numa solução a 3% de cloreto de sódio encontram-se na Figura 7.26.



a)



b)

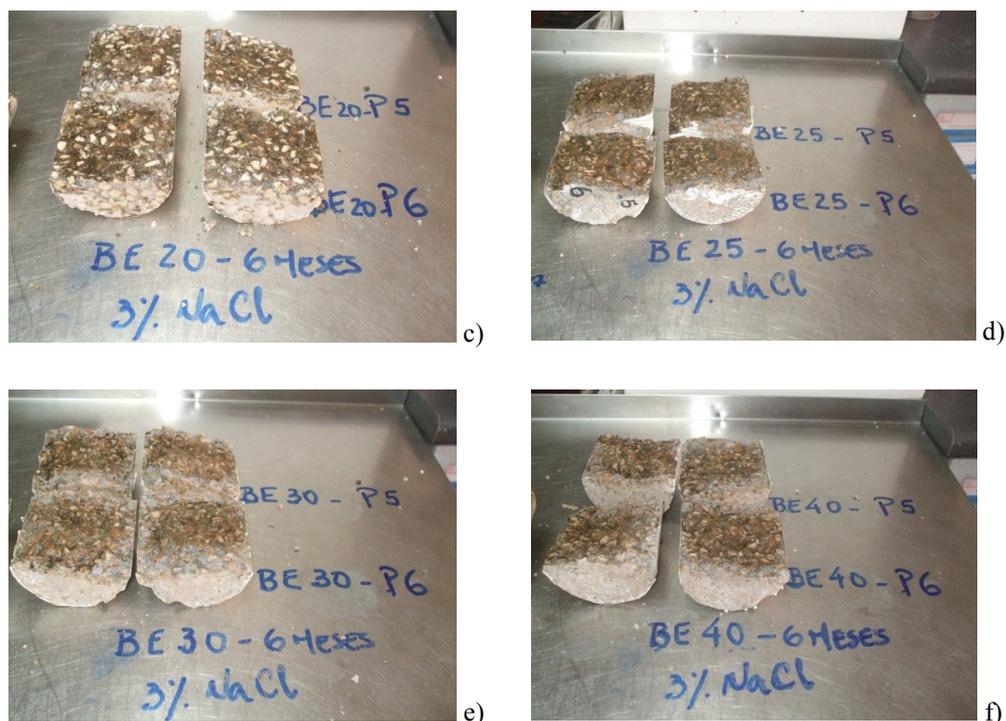


Figura 7.25 – Aspecto dos provetes após 6 meses de imersão em NaCl: a) BR; b) BAER; c) BE20; d) BE25; e) BE30; f) BE40.

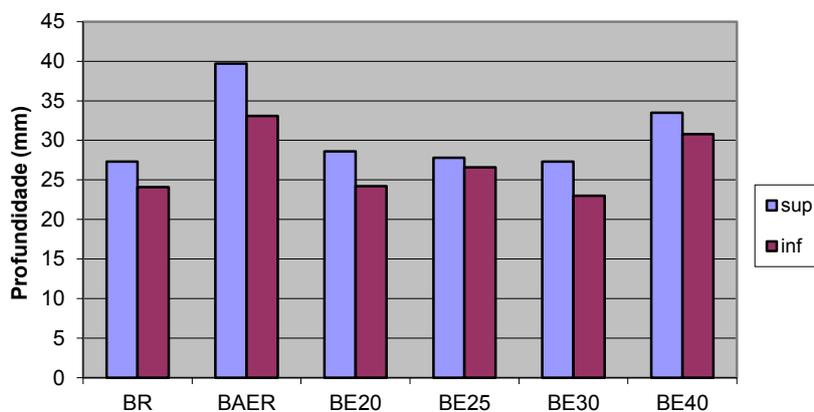


Figura 7.26 – Valores médios da profundidade de penetração de cloretos nos betões, após 6 meses de imersão numa solução de 3% de NaCl.

Ao fim de 6 meses verifica-se que a penetração de cloretos nos betões BAER (40 mm) e B40 (32 mm) são mais significativas que nos outros betões.

Os betões BR, BE20, BE25 e BE30 registaram profundidades de penetração idênticas.

Em todos os betões, a penetração de cloretos pela face superior dos provetes foi sempre superior à penetração de cloretos pela face inferior.

As Figuras 7.27 e 7.28 apresentam, para cada data de ensaio e tipo de betão, a profundidade de cloretos registada, respectivamente pela face superior e pela face inferior dos provetes.

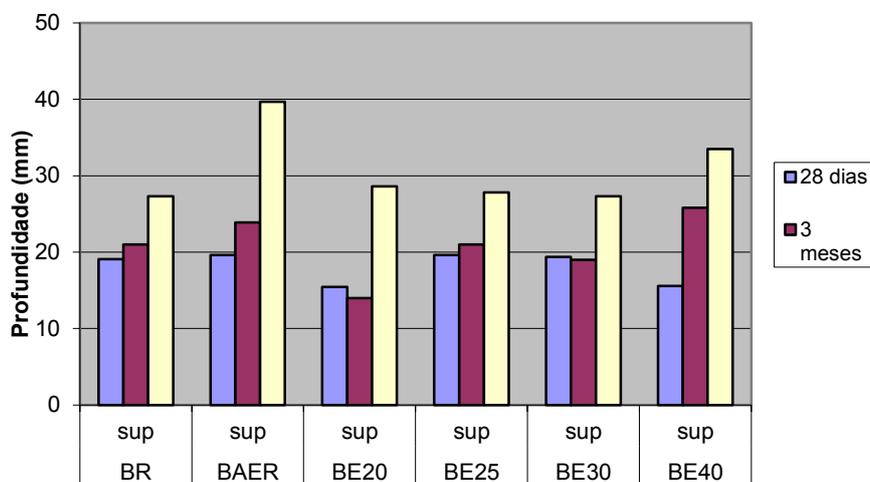


Figura 7.27- Valores médios da profundidade de penetração de cloretos nos betões pela face superior dos provetes, após 28 dias, 3 e 6 meses de imersão.

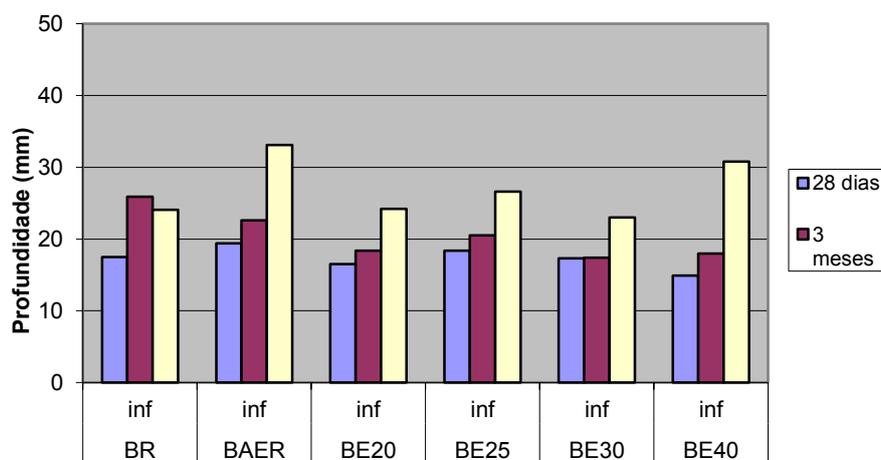


Figura 7.28 - Valores médios da profundidade de penetração de cloretos nos betões pela face inferior dos provetes, após 28 dias, 3 e 6 meses de imersão.

Verifica-se que a profundidade de penetração de cloretos pela face superior dos provetes foi superior à registada pela face inferior. Como seria de esperar a profundidade de penetração de cloretos aumentou, em todos os betões, com o tempo de imersão na solução de NaCl.

As maiores profundidades de penetração de cloretos verificaram-se nos betões BAER e BE40. Os betões BE25 e BE30 registaram uma evolução idêntica nos valores de

penetração de cloretos com o tempo de imersão. Dos betões com cortiça, o betão BE40 foi o que registou a partir dos 28 dias de imersão, maiores profundidades de penetração.

7.5.2. PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO DOS CLORETOS NO BETÃO, APÓS OS PERÍODOS DE IMERSÃO EM ÁGUA DESTILADA

Para avaliação da profundidade de penetração de cloretos nos betões que foram imersos em água destilada, durante os mesmos períodos de tempo (28 dias, 3 e 6 meses), foram seguidos os procedimentos idênticos aos descritos em 7.5.1.

Não se observou a presença de cloretos em qualquer dos betões, depois dos vários períodos de imersão em água destilada, uma vez que em toda a superfície dos provetes não se detectou alteração de coloração, após aspersão com a solução de nitrato de prata.

A Figura 7.29 exemplifica o aspecto das superfícies dos provetes dos betões BAER e BE40, que permaneceram 6 meses imersos em água destilada, após serem aspergidas com AgNO_3 .

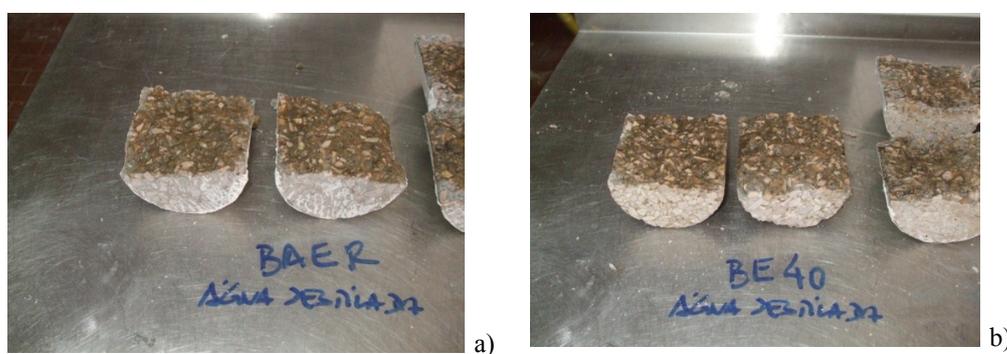


Figura 7.29 – Provetes imersos 6 meses em água destilada: a) BAER; b) BE40.

7.5.3. PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO DOS CLORETOS NOS PROVETES DE REFERÊNCIA.

Aos provetes que permaneceram em câmara de cura (provetes de referência) até à data de ensaio, foi também aplicado o método colorimétrico. Nestes provetes também não se detectou em todas as datas de ensaio, a presença de cloretos nos vários tipos de betão.

7.5.4. VARIACÃO DA RESISTÊNCIA DOS BETÕES

Para avaliação da influência das soluções de imersão (água destilada e solução de 3% de NaCl) e do tempo de imersão (28 dias, 3 meses e 6 meses) dos provetes, na evolução resistência à tracção dos betões, foram realizados ensaios de tracção por compressão diametral em provetes sujeitos às condições já referidas em 7.4.3.

7.5.4.1. Resistência à tracção por compressão diametral após 28 dias de imersão

A Tabela 7.9 apresenta os resultados da resistência média à tracção por compressão diametral, obtida após 28 dias de imersão na solução de cloreto de sódio e em água destilada, comparativamente a provetes de referência com a mesma idade.

Tabela 7.9 - Resistência média à tracção por compressão diametral obtida pós 28 dias de imersão.

Condição de ensaio	Resistência (MPa)					
	BR	BAER	BE20	BE25	BE30	BE40
Referência	2,15	1,7	1,82	1,88	2,42	2,25
28 dias NaCl	2,74	2,47	2,16	1,79	2,18	2,05
28 dias Ag.Dest.	2,60	2,11	1,70	1,52	1,25	2,50

A Figura 7.30 ilustra os resultados obtidos.

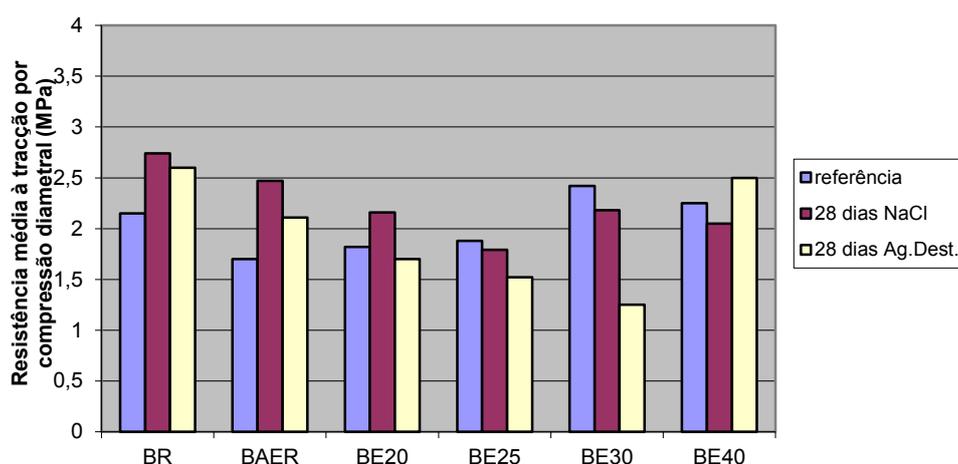


Figura 7.30 - Variação da resistência média à tracção por compressão diametral dos betões obtida após 28 dias de imersão.

À exceção do betão BE40, verifica-se em todos os betões que a sua resistência, quando imersos na solução de cloreto de sódio, é superior à resistência obtida quando imersos em água destilada.

7.5.4.2. Resistência à tracção por compressão diametral após 3 meses de imersão.

A Tabela 7.10 apresenta os resultados da resistência média à tracção por compressão diametral, obtida após 3 meses de imersão na solução de cloreto de sódio, comparativamente a provetes de referência com a mesma idade.

Tabela 7.10 - Resistência média à tracção por compressão diametral obtida após 3 meses de imersão em NaCl.

Condições de ensaio	Resistência (MPa)					
	BR	BAER	BE20	BE25	BE30	BE40
Referência	1,81	2,05	1,75	2,55	2,10	1,99
3 mesesNaCl	3,27	1,78	1,60	2,68	2,02	2,71

A Figura 7.31 ilustra os resultados obtidos.

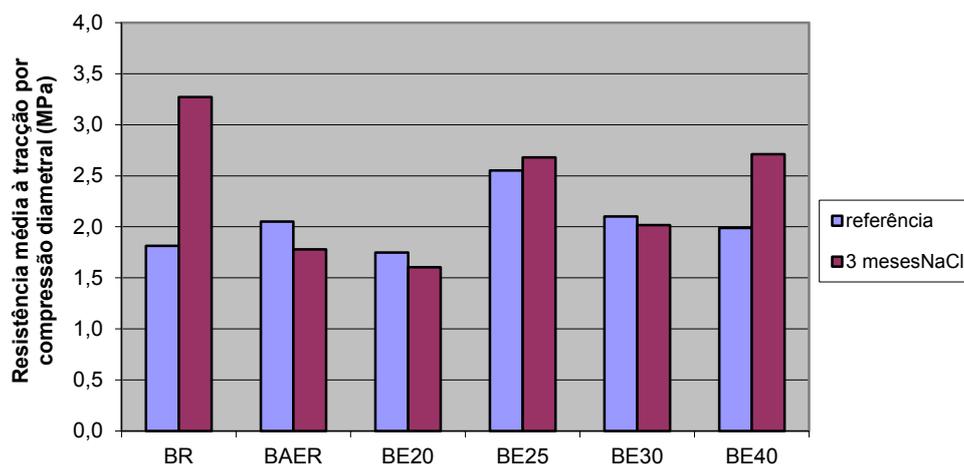


Figura7.31 - Variação da resistência média à tracção por compressão diametral dos betões obtida aos 3 meses.

Em todos os betões, à excepção dos betões BR e BE40, os valores da resistência à tracção por compressão diametral obtidos para os provetes imersos em água destilada foram idênticos aos obtidos para os outros provetes.

Mesmo nos betões BR e BE40 as diferenças de resistência obtidas não são significativas, o que poderá significar que a imersão dos provetes na solução de NaCl não influencia a sua resistência.

7.5.4.3. Resistência à tracção por compressão diametral dos betões após 6 meses de imersão

A Tabela 7.11 apresenta os resultados da resistência média à tracção por compressão diametral dos vários tipos de betão, obtida após 6 meses de imersão na solução de cloreto de sódio e em água destilada, comparativamente a provetes de referência com a mesma idade.

Tabela 7.11 - Resistência média à tracção por compressão diametral obtida após 6 meses de imersão.

Condições de ensaio	Resistência (MPa)					
	BR	BAER	BE20	BE25	BE30	BE40
Referência	3,45	2,31	1,37	2,49	1,97	2,56
6 meses NaCl	2,61	2,09	1,24	2,98	2,12	1,96
6 meses Ag. Dest.	2,44	2,00	1,95	3,12	1,99	2,47

A Figura 7.32 ilustra os resultados obtidos.

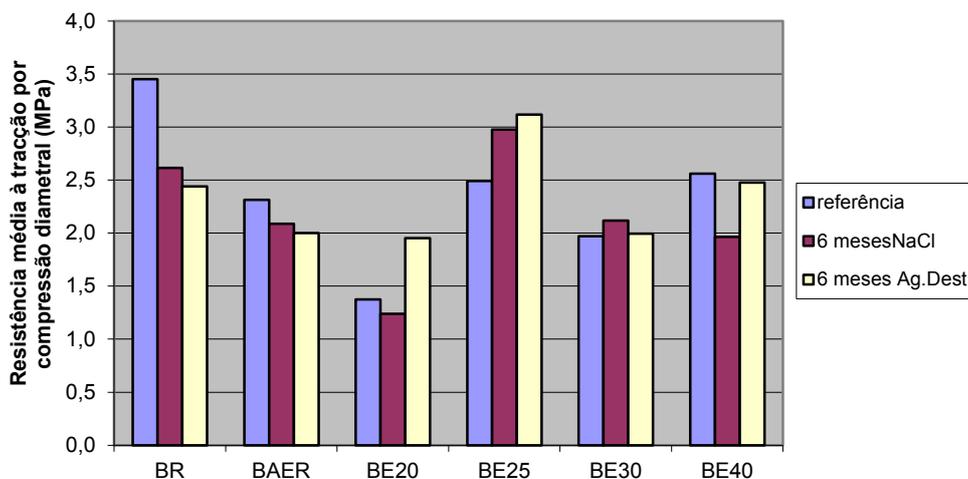


Figura 7.32 - Variação da resistência média à tracção por compressão diametral dos betões obtida após 6 meses de imersão.

No final dos seis meses de imersão, os valores da resistência à tracção por compressão diametral obtidos para os provetes imersos em água destilada e imersos na solução de NaCl foram idênticos, à excepção do BE20 e do BE40 em que se registou uma ligeira diferença.

Este facto vem corroborar o que se verificou aos três meses de imersão, podendo concluir-se que o tipo de solução de imersão dos provetes (água destilada ou solução a 3% de NaCl) não influencia a sua resistência à tracção obtida por compressão diametral.

As figuras seguintes permitem observar a evolução e as diferenças de comportamento em termos da resistência mecânica, entre as diferentes séries de betões estudados.

A Figura 7.33 ilustra a variação da resistência média à tracção por compressão diametral, dos provetes de referência, isto é, dos provetes que foram mantidos em câmara de cura até à data de ensaio.

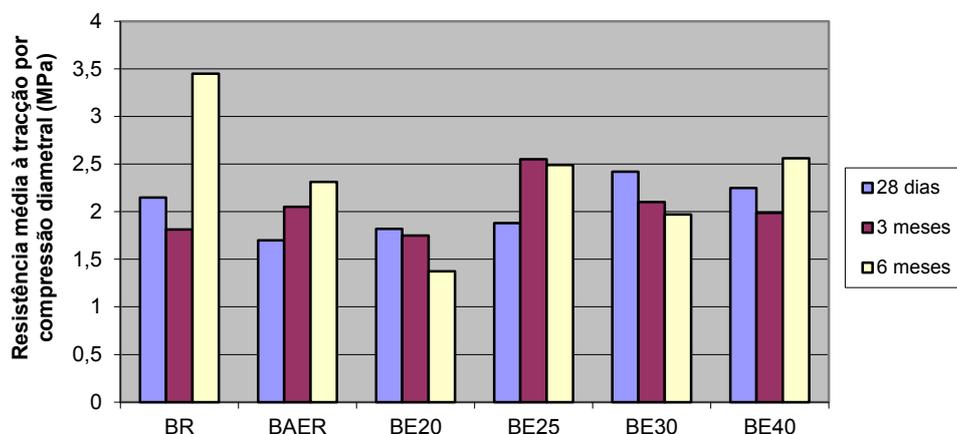


Figura 7.33 - Variação da resistência média à tracção por compressão diametral dos betões obtida nos provetes de referência.

Como seria de esperar a resistência dos betões que permaneceram em câmara de cura, aumentou com a idade dos betões. Este facto foi mais evidente no betão BR. No entanto os betões BE20 e BE30, não confirmaram esta tendência.

A Figura 7.34 ilustra a variação da resistência, nos betões que permaneceram imersos na solução de NaCl. Neste caso a evolução da resistência mecânica com o tempo de imersão não foi uniforme. Apenas o betão BE25 registou um aumento de resistência com a idade. Nos betões BR, BAER e BE20 verificou-se, no final dos seis meses de

imersão, uma diminuição da sua resistência. Os betões com maiores percentagens de cortiça BE30 e BE40, registaram aos seis meses, resistências idênticas às registadas ao fim de 28 dias de imersão.

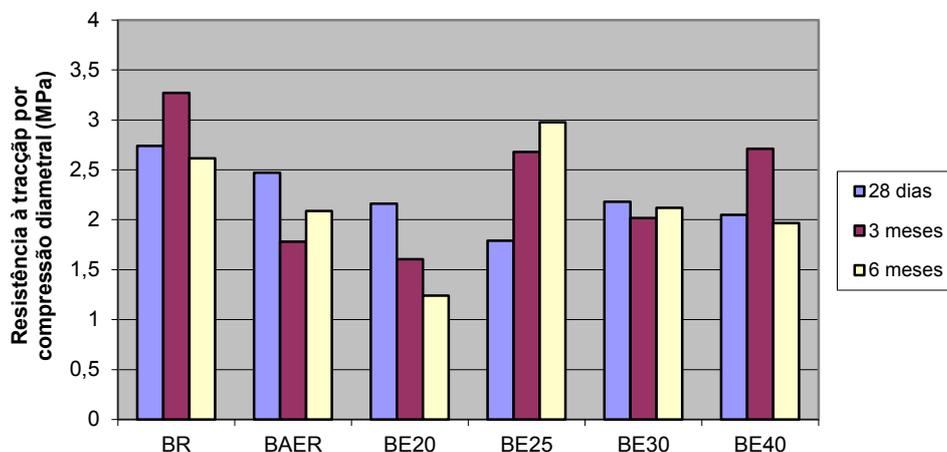


Figura 7.34 - Variação da resistência média à tracção por compressão diametral dos betões imersos em NaCl.

A Figura 7.35 ilustra a variação da resistência dos betões, obtida respectivamente após 28 dias e 6 meses de imersão em água destilada.

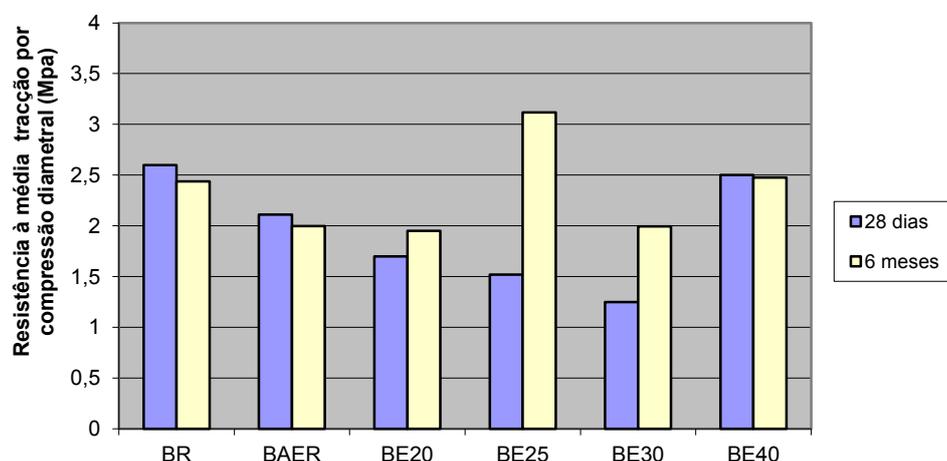


Figura 7.35- Variação da resistência média à tracção por compressão diametral dos betões imersos em água destilada.

Para esta condição de ensaio verifica-se também que o betão BE25 é o que regista o maior aumento de resistência com a idade. Continua a verificar-se uma diminuição da resistência nos betões BR e BAER. No betão BE30 verificou-se um ligeiro aumento

da sua resistência, enquanto o betão BE40 mantém, ao fim dos seis meses de imersão, resistência idêntica à obtida aos 28 dias de imersão.

7.6. CONCLUSÕES

Neste capítulo descreveu-se o trabalho experimental realizado em que se pretendeu avaliar a influência do granulado de cortiça, enquanto agregado, na profundidade de penetração de cloretos, em betões submetidos a um processo de difusão de cloretos ao longo do tempo.

Foram fabricados vários tipos de betão contendo diferentes quantidades de cortiça. O desempenho destes betões com cortiça foi comparado com o desempenho de um betão de referência e com outro betão contendo um agente introdutor de ar.

Os provetes foram submetidos a diferentes condições: imersão em água destilada, imersão numa solução de 3% de NaCl e cura em câmara climática. Os testes foram realizados após 28 dias, 3 e 6 meses de imersão dos provetes. Foram avaliadas a profundidade de penetração de cloretos e a resistência à tracção por compressão diametral dos betões.

Como seria de esperar, os resultados mostraram que a profundidade de penetração de cloretos aumenta com o tempo, em betões imersos numa solução de cloreto de sódio. Contudo, os resultados também demonstraram que a substituição parcial de agregados (areia) por granulado expandido de cortiça não afecta significativamente o processo. Apenas quando se realizou a substituição de 40% da areia por cortiça, se verificou um aumento na profundidade de penetração de cloretos. Os resultados mostraram ainda que o betão com introdutor de ar é mais susceptível à penetração de cloretos.

Não se detectou a presença de cloretos em qualquer tipo de betão, nos provetes que permaneceram em câmara de cura ou nos que permaneceram imersos em água destilada.

Os resultados de resistência mecânica realizados revelaram que a presença de cloretos não afecta significativamente a resistência à tracção por compressão diametral, durante os três primeiros meses de imersão. Alguns tipos de betão (BR e BE40)

exibiram uma ligeira quebra entre os 3 e os 6 meses. Apenas o betão BE20 registou uma tendência mais nítida para um decréscimo da resistência ao longo do tempo.

Os resultados de resistência à tracção obtidos, ao fim de seis meses, para os betões imersos em água destilada e para os betões imersos na solução de cloreto de sódio foram similares, o que permite concluir que o tipo de solução de imersão não afecta a resistência à tracção, obtida por compressão diametral, dos betões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] prCEN/TS 12390-11- Final Draft (2009) “Testing hardened concrete – Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion”, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [2] NT BUILD 492 (1999) “Chloride Migration Coefficients from Non-Steady-State Migration Experiments”, Nordtest, Espoo, Finland.
- [3] NT BUILD 443 (1995) “Concrete Hardened: Accelerated Chloride Penetration”, Finland.
- [4] NP EN 12390-6 (2003) “Ensaio do betão endurecido. Parte6: Resistência à tracção por compressão dos provetes”, IPQ, Lisboa.
- [5] Glass, G.K., Buenfeld, N.R., (2000) “Chloride-induced corrosion of steel in concrete”, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 2, No. 4, pag. 448-458.
- [6] Neville, A. M., (1996) “Properties of Concrete,” 4th Edition, Addison Wesley Longman, Ltd., Edinburgh Gate, Harlow, England.
- [7] Ferreira, R.M. (2004) “Probabilistic-based durability analysis of concrete structures in marine environment”, Doctoral Thesis, University of Minho, Guimarães. ISBN 972-8692-16-1, 321 pag.
- [8] Bentur, A., Diamond, S., and Berke, N. S., (1997) “Steel Corrosion in Concrete: Fundamentals and Civil Engineering Practice,” E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, London, UK.

- [9] Mohammed, T.U, Hamada, H., (2003) “Relationship between free chloride and total chloride contents in concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, No. 9, pag. 487-1490.
- [10] Thomas, M., (1996) “Chloride Thresholds in Marine Concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 4, pag. 513-519.
- [11] Miki, F., “Predicting corrosion-free service life of a concrete structure in a chloride environment”, *ACI Materials Journal*, 1990, Vol. 26, No. 4, pag. 581-587.
- [12] Thach, N.B., (2006) “Estimation of service life of reinforced concrete in marine environment of southern Vietnam”, *Division of Civil Engineering, Chulalongkorn University, Thailand*, pag. 134-138.
- [13] Alonso, C., et al., (2000) “Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, No. 7, pag. 1047-1055.
- [14] ACI 201.2R – 08 (2008) “Guide to Durable Concrete,” ACI Committee 201 on Durability of Concrete.
- [15] NP EN 206-1 (2005), “Betão. Parte 1: Especificação, desempenho e conformidade. Lisboa:IPQ.
- [16] Sandberg, P., (1999) “Studies of chloride binding on concrete exposed in a marine environment”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No.4, pag. 437-477.
- [17] Moon, H. Y., Kim, H. S., Choi, D. S., (2006) “Relationship between average pore diameter and chloride diffusivity in various concretes”, *Construction and Building Materials*, Vol. 20, No. 9, pag. 724-732.
- [18] Hobbs, D.W., (1999) “Aggregate influence on chloride ion diffusion into concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 12, pag. 1995-1998.
- [19] Halamickova, P., Detwiler, R.J., (1995) “Water permeability and chloride ion diffusion in portland cement mortars: Relationship to sand content and critical pore diameter”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 4, pag. 790-802.

- [20] Stanish, K.D., Hooton, R.D., Thomas. M.D.A., (2001) “Testing the Chloride Penetration Resistance of Concrete: A Literature Review” FHWA Contract DTFH61-97-R-00022: Prediction of Chloride Penetration on Concrete, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 31pag.
- [21] Basheer, L., Kropp, J., Cleland, D.J., (2001) “Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review”, *Construction and Building Materials*, Vol. 15, No. 2-3, pag. 93-103.
- [22] Ann, K.Y., Ahn, J.H., Ryou, J.S., (2009) “The importance of chloride content at the concrete surface in assessing the time to corrosion of steel in concrete structures” *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No. 1, pag. 239-245.
- [23] Maslehuddin, M., (2007) “Effect of chloride concentration in soil on reinforcement corrosion”, *Construction and Building Materials*, Vol. 21, No. 8, pag. 1825-1832.
- [24] Yuan, Qiang et al., (2009) “Chloride binding of cement based materials subjected to external chloride environment – A review”, *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No. 1, pag. 1-13.
- [25] Nguyen, T.S., Lorente, S., Carcasses, M., (2009) “Effect of the environment temperature on the chloride diffusion through CEM-I and CEM-V mortars: Na experimental study”, *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No. 2, pag. 795-803.
- [26] Costa, A., Appleton, J., (1999) “Chloride penetration into concrete in marine environment – Part I: Main parameters affecting chloride penetration”, *Materials and Structures*, Vol. 32, No. 4, pag. 252-259.
- [27] Tamimi, A.K., Abdalla, J.A., Sakka, Z.I., (2008) “Prediction of long term chloride diffusion of concrete in harsh environment”, *Construction and Building Materials*, Vol. 22, No. 5, pag. 829-836.
- [28] Halamickova, P., (1995) “Water permeability and chloride ion diffusion in Portland cement mortars: relationship to sand content and critical pore diameter”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 4, pag. 790-802.

- [29] Djerbi, A et al., (2008) “Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 6, pag. 877-883.
- [30] Jacobsen, S., Marchand, J., Boisvert, L., (1996) “Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 6, pag. 869-881.
- [31] Caré, S., (2008) “Effect of Temperature on Porosity and on chloride diffusion in cement pastes”, *Construction and Building Materials*, Vol. 22, No. 7, pag. 1560-1573.
- [32] Lorente, S., Carcassès, M., Ollivier, J.P., (2003) “Penetration of ionic species into saturated porous media: the case of concrete”, *International Journal of Energy Research*, Vol. 27, No. 10, pag. 907-917.
- [33] Han, S., (2007) “Influence of diffusion coefficient on chloride ion penetration of concrete structure”, *Construction and Building Materials*, Vol. 21, No. 2, pag. 370-378.
- [34] Ramezani pour, A.A., (1995) “Effect of curing on the Compressive Strength, Resistance to Chloride-Ion Penetration and Porosity of Concretes Incorporating Slag, Fly Ash or Silica Fume”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 17, No. 2, pag. 125-133.
- [35] Oh, B.H, Jang, S.Y., (2007) “Effects of material and environmental parameters on chloride penetration profiles in concrete structures”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, No. 1, pag. 47-53.
- [36] Poulsen, E., Mejlbro, L., (2006) “Diffusion of chloride in concrete – Theory and application”, *Modern Concrete Technology 24*, Taylor and Francis, Oxon, ISBN 10:0-419-25300-9, 457 pag.
- [37] Sergi, G., Yu, S. W., Page, C. I., (1992) “Diffusion of chloride and hydroxyl ions in cementitious material exposed to a saline environment”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 44, No.158, pag. 63-69.

- [38] Hong, K, Hooton, R.D., (1999) “Effects of cyclic chloride exposure on penetration of concrete cover”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 9, pag. 1379-1386.
- [39] Conciatori, D., Sadouki, H., Brühwiler, E., (2008) “Capillary suction and diffusion model for chloride ingress into concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 12, pag. 1401-1408.
- [40] Stanish, K.D., Thomas, M.D.A., (2002) “The use of bulk diffusion tests to establish time-dependent concrete chloride diffusion coefficients”. *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, No. 1, pag. 55-62.
- [41] Yang, C. C., Cho, S. W., (2004) “The relationship between chloride migration rate for concrete and electrical current in steady state using the accelerated chloride migration test”, *Materials and Structures*, Vol.37, No.7, pag. 456-463.
- [42] Tang, L., Sørensen, H.E., (2001) “Precision of the Nordic test methods for measuring the chloride diffusion/migration coefficients of concrete”, *Materials and Structures*, Vol. 34, No. 8, pag. 479-485.
- [43] Conciatori, D., Sadouki, H., Brühwiler, E., (2008) “Capillary suction and diffusion model for chloride ingress into concrete” *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 12, pag. 1401-1408.
- [44] Vera, G., et al., (2007) “A test method for measuring chloride diffusion coefficients through partially saturated concrete. Part II: The instantaneous plane source diffusion case with chloride binding consideration” *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, No. 5, pag. 714-724.
- [45] Ahmad, M.S., Kayali, O., Anderson, W., (2008) “Chloride Penetration in binary and ternary blended cement concretes as measured by two different rapid methods”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 30, No. 7, pag. 576-582.
- [46] Güneş, E., et al., (2007) “Estimation of chloride permeability of concrete by empirical modelling: Considering effects of cement type, curing condition and age”, *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No. 1, pag. 469-481.

- [47] Yuan, Q., et al., (2008) “Effect of hydroxyl ions on chloride penetration depth measurement using colorimetric method”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 10, pag. 1177-1180.
- [48] Violetta, B., (2002) “Life-365 Service Life Prediction Model”, *Concrete International*, Vol. 24, No. 12, pag. 53-57.
- [49] Bentz, E. C., (2003) “Probabilistic Modeling of Service Life for Structures Subjected to Chlorides”, *ACI Materials Journal*, Vol. 100, No. 5, pag. 391-397.
- [50] AASHTO T 259, (2002) “Standard Method of Test for Resistance of Concrete to Chloride Ion Penetration”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, U.S.A.
- [51] NT BUILD 208, Edition 3 (1996) “Concrete, Hardened: Chloride Content by Volhard Titration”, Nordtest, Espoo, Finland.
- [52] AASHTO T 277 (2007) “Standard Method of Test for Electrical Indication of Concrete’s Ability to Resist Chloride Ion Penetration”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, U.S.A.
- [53] ASTM C1202 (1994) “Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete’s Ability to Resist Chloride Ion Penetration”, Annual Book of ASTM Standards, Vol.4, ASTM, Philadelphia, pag. 620-625.
- [54] Detwiler, R. J., Kjellsen, k. o., Gjorv, O. E., (1991) “Resistance to chloride Intrusion of Concrete Cured at Different Temperatures”, *ACI Materials Journal*, Vol. 88, No. 1, pag. 19-24.
- [55] McGrath, P.F., Hooton, R.D., (1996) “Influence of voltage on chloride diffusion coefficients from chloride Migration Tests”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 8, pag. 1239-1244.
- [56] Bentz, D.P., (2007) “A virtual rapid chloride permeability test”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 29, No. 10, pag. 723-731.

- [57] Andrade, C., et al., (1999) "Relation between colourimetric penetration depth and charge passed in migration tests of type of standard ASTM C1202-91", *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 3, pag. 417-421.
- [58] Andrade, C., (2003) "Calculation of Chloride Diffusion Coefficients in Concrete from Ionic Migration Measurements", *Cement and Concrete Research*, Vol. 23, No. 3, pag. 724-742.
- [59] Lu, X., (1997), "Application of the Nernst-Einstein Equation to Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, No. 2, pag. 293-302.
- [60] NT BUILD 355 (1997) "Chloride Diffusion Coefficient from Migration Cell Experiments", Nordtest, Espoo, Finland.
- [61] Tang, L., Nilsson, L.O., (1992) "Chloride Diffusivity in High Strength Concrete", *Nordic Concrete Research*, Vol. 11, pag.162-170.
- [62] Collepardi, M., Marcialis, A., Turriziani, R., (1970) "Kinetics of Penetration of Chloride ions into Concrete", *Il Cemento*, No. 4, pag. 157-164.
- [63] Otsuki, N., Nagataki, S., Nakashita, K., (1992) "Evaluation of AgNO₃Solution Spray for Measurement of Chloride Penetration into Hardened Cementitious Matrix Materials", *ACI Materials Journal*, Vol. 89, No. 6, pag. 587-592.
- [64] Meck, E., Sirivivatnanon, V., (2003) "Field indicator of chloride penetration depth", *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, No. 8, pag.1113-1117.
- [65] Yuan, Q., et al., (2008) "Effect of hydroxyl ions on chloride penetration depth measurement using colorimetric method", *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 10, pag. 1177-1180.
- [66] Baroghel-Boundy, V. et al., (2007) "AgNO₃ spray tests: advantages, weaknesses, and various applications to qualify chloride ingress to concrete. Part 1: Non-steady-state diffusion tests and exposure to natural conditions", *Materials and Structures*, Vol. 40, No. 8, pag. 759-781.
- [67] Baroghel-Boundy, V. et al., (2007) "AgNO₃ spray tests: advantages, weaknesses, and various applications to qualify chloride ingress to concrete.

Part 2: Non-steady-state migration and chloride diffusion coefficients”, *Materials and Structures*, Vol. 40, No. 8, pag. 783-799.

- [68] Ait-Mokthar, A. et al, (2004) “A new method for determination of chloride flux in cement-base materials from chronoamperometry”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, No. 4, pag. 339-345.
- [69] Streicher, P.E., Alexander, M.G., (1996) “A Chloride Conduction Test for Concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 6, pag. 1284-1294.
- [70] Güneyisi, E et al., (2009) “Estimation of chloride permeability of concretes by empirical modeling: Considering effects of cement type, curing condition and age”, *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No.1, pag. 469-481.
- [71] Hestenes, M.R., Stiefel, E., (1952) “Methods of Conjugate Gradients for Solving Linears Systems”, *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, Vol. 49, No. 6, pag. 409-436.
- [72] NP EN 12390-3, (2003) Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio. Lisboa: IPQ.
- [73] EN 13396, Ed.1, (2004) Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Measurement of chloride ion ingress.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho de investigação desenvolvido pretendeu contribuir para a valorização de resíduos da Indústria Corticeira (granulados de cortiça), através do seu uso na produção de produtos específicos para a construção.

Analisou-se a possibilidade de introdução de granulados de cortiça como substituto parcial ou integral dos agregados correntes em betões e argamassas, e caracterizou-se a influência da presença deste material nas características físicas, mecânicas e térmicas dos betões e argamassas produzidos.

A investigação efectuada consistiu na realização de um extenso conjunto de ensaios laboratoriais, tendo compreendido o desenvolvimento e implementação de esquemas de ensaio específicos, paralelamente com outros ensaios segundo procedimentos normalizados.

O trabalho iniciou-se com o estudo da composição e do fabrico de betões, cuja composição incorporou substituições dos agregados correntes (areia e brita), em diferentes percentagens, por granulados de cortiça (expandida ou natural) com dimensões equivalentes. Embora a produção de betões estruturais com agregados alternativos aos correntes, já venha a ser realizada, como por exemplo os betões com argila expandida e os betões com borracha, a utilização de granulados de cortiça para este fim não ia além de trabalhos preliminares realizados em 1979.

O estudo centrou-se na determinação da influência da cortiça na variação da resistência mecânica (resistência à compressão), massa volúmica e absorção dos betões. Como variáveis de estudo foram consideradas a quantidade, dimensões e o tipo de granulado (natural ou expandido) introduzido nas misturas. Realizaram-se ensaios laboratoriais correntes para a determinação da resistência à compressão, massa volúmica e absorção de água desses betões. Os resultados apurados

demonstraram que é viável a produção de betões estruturais com introdução de granulados de cortiça como agregado.

Verificou-se que a introdução de granulados de cortiça em misturas de betão implica uma diminuição da sua resistência mecânica. A granulometria dos granulados de cortiça é um parâmetro que influencia substancialmente a resistência mecânica dos betões com incorporação de cortiça. Quanto maior a granulometria do agregado, maior a redução de resistência.

A massa volúmica e a absorção de água destes betões variam em função da quantidade de cortiça introduzida. Um aumento da percentagem de substituição do agregado corrente por cortiça, implica uma diminuição da massa volúmica do betão. Essa diminuição é mais significativa nos betões em que se substitui o agregado grosso (brita) por granulado de cortiça.

A absorção de água dos betões com cortiça está também relacionada com quantidade de cortiça introduzida nas misturas. Betões que incorporam maiores quantidades de cortiça registam maiores valores de absorção de água.

Para além dos betões estruturais, produziram-se igualmente betões leves e argamassas com introdução de cortiça. O efeito da presença de cortiça nestes materiais foi igualmente avaliado. Estudou-se nomeadamente a sua velocidade de secagem, tendo os resultados sido comparados com os de argamassas e betões leves produzidos com outros materiais alternativos (ex. argila expandida e poliestireno) como agregado.

Concluiu-se que os betões com cortiça (BCExp) e com introdutor de ar (BAER) registaram idênticas perdas de massa ao longo do processo de secagem, superiores às observadas para os outros tipos de betões, sendo portanto aqueles em que se observou maior libertação de água. Dos materiais testados, o betão contendo poliestireno foi aquele que apresentou uma velocidade de secagem mais baixa.

Para além da caracterização dos betões com cortiça em termos de resistência mecânica procurou avaliar-se o seu desempenho tendo em conta alguns parâmetros de durabilidade. Tomando como variável a quantidade de cortiça, avaliou-se a sua influência na velocidade de penetração de cloretos, na resistência mecânica residual após sujeição a temperaturas elevadas, e no controlo da degradação dos betões quando sujeitos a fenómenos de gelo-degelo.

Um dos problemas mais correntes em estruturas de betão, que condicionam a sua durabilidade, é a corrosão de armaduras por acção de cloretos. No presente trabalho procurou-se identificar-se eventuais efeitos da presença de granulados de cortiça no betão na resistência à penetração de cloretos nos betões que a incorporam. Para esse efeito, realizaram-se ensaios de determinação da profundidade de penetração de cloretos no betão, por difusão ao longo do tempo (28 dias, 3 e 6 meses) em diferentes soluções (solução a 3% de NaCl e água destilada). Foram ainda realizados ensaios de determinação da resistência à tracção por compressão diametral, a fim de avaliar a influência dos cloretos na resistência do betão. Além de um betão de referência corrente, ensaiaram-se betões com diferentes teores de cortiça, e com introdutores de ar.

Concluiu-se que a profundidade de penetração de cloretos aumenta com o tempo, em betões imersos numa solução de cloreto de sódio. Contudo, os resultados também demonstraram que a substituição parcial de agregados (areia) por granulado expandido de cortiça não afecta significativamente o processo. Apenas quando se realizou a substituição de 40% da areia por cortiça, se observou um aumento na profundidade de penetração de cloretos. Concluiu-se ainda que o betão com introdutor de ar é mais susceptível à penetração de cloretos.

Outro problema que afecta as estruturas de betão é a sua degradação pela acção do gelo-degelo. Neste trabalho, foram realizados ensaios para avaliar a influência da cortiça na durabilidade de betões face à acção do gelo-degelo.

Avaliou-se a variação de massa dos betões ao longo dos ciclos gelo-degelo, tendo sido quantificada igualmente a quantidade de material destacado devido à ocorrência do fenómeno de *scalling* superficial. No final do ensaio, determinou-se a resistência mecânica dos betões, tendo sido quantificada a degradação de resistência motivada pela ocorrência do gelo-degelo.

Comprovou-se o efeito benéfico da inclusão de introdutor de ar na composição do betão na prevenção da deterioração do betão sob a acção do gelo. Os resultados permitiram concluir que a substituição parcial (acima de 30% do volume) da areia utilizada na composição de referência por granulado de cortiça expandida permitiu obter ganhos significativos na prevenção da degradação do betão, tanto ao nível do descamamento superficial, como na diminuição da resistência mecânica, pelo que se conclui que a inclusão de granulado de cortiça expandida pode ser uma alternativa

técnica viável à utilização de introdutores de ar, no aumento da durabilidade de betões sob o efeito do gelo-degelo.

A acção do fogo é também um factor que promove a degradação dos elementos de betão. No presente trabalho realizaram-se ensaios de aquecimento a elevadas temperaturas, com o objectivo de estudar a influência das temperaturas elevadas na variação da resistência à compressão, massa volúmica e absorção de água dos betões.

O conjunto de ensaios realizado consistiu na execução de provetes para o aquecimento dos betões a temperaturas elevadas e após arrefecimento foi determinada a resistência residual, a massa volúmica e a absorção de água dos betões.

Dos resultados obtidos pode concluir-se que a presença da cortiça tem um efeito benéfico na resistência à compressão do betão quando submetido a temperaturas elevadas.

Concluiu-se que, apesar da resistência à compressão dos betões diminuir com o aumento da temperatura, os betões em que a percentagem de substituição de areia por granulado de cortiça expandida foi maior registaram menores variações percentuais na sua resistência. As variações de massa volúmica e de absorção de água dos betões com maiores quantidades de cortiça também foram menores.

O trabalho realizado permitiu obter informação importante sobre a viabilidade da produção de betões com cortiça para fins estruturais. Permitiu conhecer o comportamento mecânico desses betões apenas no que se refere à sua resistência à compressão e à sua durabilidade face a acções diversas como o gelo-degelo, as temperaturas elevadas e a penetração de cloretos.

Após concluído o presente estudo, verifica-se que o trabalho realizado levantou novas questões, que poderão ser abordadas em trabalhos futuros.

Apresentam-se em seguida algumas sugestões para possíveis desenvolvimentos do presente trabalho:

- Determinação de outras propriedades mecânicas dos betões com cortiça, nomeadamente a determinação da resistência à flexão e do módulo de elasticidade.

- Avaliação de propriedades no domínio do comportamento térmico e acústico de betões com cortiça.
- Concepção e fabrico de elementos de construção pré-fabricados com betões com cortiça como por exemplo blocos para execução de alvenarias ou abobadilhas para a execução de lajes aligeiradas.
- Avaliação da possibilidade de emprego de betões com cortiça na execução de barreiras acústicas.
- Determinação do comportamento sob a acção do fogo, em elementos de betão com cortiça executados à escala real (vigas, pilares e lajes).
- Determinação do ciclo de vida dos betões com cortiça.
- Para além do estudo experimental, o desenvolvimento de modelos numéricos ou matemáticos que descrevam a variação das propriedades e da durabilidade destes betões com o tipo de acções a que foram sujeitos: gelo-degelo, elevadas temperaturas e penetração de cloretos.