

José Carlos de Brito Cavaco

**PATOLOGIA CONSTRUTIVA EM EDIFÍCIOS DE
BETÃO ARMADO NA REGIÃO DO ALGARVE**



abril 2018

José Carlos de Brito Cavaco

**PATOLOGIA CONSTRUTIVA EM EDIFÍCIOS DE
BETÃO ARMADO NA REGIÃO DO ALGARVE**

**Mestrado em Engenharia Civil
Área de Especialização: Construção
Dissertação**

ORIENTADORES

Professor Doutor Alfredo Manuel Gonçalves da Silva Braga

Professor Especialista Roberto Carlos Rodrigues Laranja



UNIVERSIDADE DO ALGARVE

Instituto Superior de Engenharia

2018

Declaração de autoria de trabalho

Eu José Carlos de Brito Cavaco declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e constam da listagem de referências incluída.

Copyright

A Universidade do Algarve reserva para si o direito, em conformidade com o disposto no Código do Direito de Autor e dos Direitos Conexos, de arquivar, reproduzir e publicar a obra, independentemente do meio utilizado, bem como de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição para fins meramente educacionais ou de investigação e não comerciais, conquanto seja dado o devido crédito ao autor e editor respetivos.

No que se conquista há que descontar o que se sofre para conquistar.

Vergílio Ferreira

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer em primeiro lugar, aos meus pais, avó e restante família pela ajuda e incentivo que me concederam na realização deste trabalho, que é o culminar de um percurso académico, que não teria sido possível realizar sem o seu apoio.

Um agradecimento muito especial à minha namorada Marta Santos, pelo apoio incondicional e força transmitida e, por todo o amor e carinho demonstrado nos momentos menos bons, que não me permitiram abdicar deste trabalho.

Aos meus orientadores, Professor Doutor Alfredo Manuel Braga e Professor Roberto Carlos Rodrigues Laranja, agradeço a disponibilidade, apoio e paciência revelada ao longo desta dissertação.

Aos meus amigos e colegas, principalmente ao João Rio o meu sincero agradecimento pelo ânimo e positivismo transmitido.

RESUMO

As peritagens técnicas realizadas em edifícios localizados na região do Algarve, pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Algarve, evidenciam a existência de um grande número de edifícios recentes de estrutura em betão armado que apresentam anomalias de natureza construtiva. Comparativamente, em edifícios mais antigos, anteriores à utilização do betão armado, a percentagem é menos elevada ao contrário do que seria suposto. Esses dados também sugerem que edifícios localizados na zona costeira também tendem a apresentar mais fenómenos de degradação do que os edifícios localizados em zonas mais interiores.

Estes indícios fundamentaram a realização deste trabalho, além de outros dados propositadamente obtidos, onde se procurou caracterizar e justificar o estado do edificado algarvio e determinar a origem dos fenómenos de degradação evidenciados, com base em factos reais.

De forma a apoiar este trabalho foi realizado um estudo de correlação entre ensaios expeditos e ensaios diretos para estimar a resistência à compressão do betão, nomeadamente, o ensaio de ultrassons, o ensaio esclerométrico e o ensaio de arrancamento ou “pull-off”, anteriormente à determinação real da resistência à compressão.

Abordaram-se as principais técnicas de inspeção e diagnóstico utilizadas na avaliação de edifícios, expondo-se algumas das técnicas e sistemas de reparação e proteção do betão armado que se julgam mais importantes neste âmbito, sendo que este trabalho culmina com a exemplificação prática da aplicação de todos os conceitos abordados, através do estudo de 4 edifícios distintos e elucidativos do edificado algarvio.

Esta dissertação pretende, assim, dar a conhecer manifestações de patologia do edificado algarvio em edifícios com estrutura porticada de betão armado, visando a sua correta reabilitação, que é hoje em dia uma área essencial no setor da construção, não só do ponto de vista da preservação do património edificado e da sustentabilidade ambiental, mas também do ponto de vista social e económico.

PALAVRAS-CHAVE: Patologia construtiva; Inspeção; Ensaios; Diagnóstico; Reabilitação.

ABSTRACT

The technical reports carried out in buildings located in the Algarve region, by the Civil Engineering Department of the Algarve University, show the existence of a large number of recent buildings with reinforced concrete structure that have anomalies of a constructive nature. Comparatively, in older buildings, prior to the use of reinforced concrete, the percentage is less high contrary to what would have been expected. These data also suggest that buildings located in the coastal zone also tend to exhibit more degradation phenomena than buildings located in inner zones.

These evidences and other data purposely obtained were the basis for this work, which sought to characterize and justify the state of the Algarve buildings and find the origin of the evidenced degradation phenomena, based on concrete data.

In order to support this work, a correlation study was carried out between expedited tests and direct tests to estimate the compressive strength of the concrete, namely the ultrasonic test, the sclerometric test and the pull-off test, prior to the compressive strength determination through destructive test.

The main inspection and diagnostic techniques used in buildings evaluation were also discussed as well as some repair and protection techniques and systems for reinforced concrete that are considered most important in the scope of this study. Therefore, this work culminates with the practical application of all the concepts approached, through the study of 4 distinct and explanatory buildings.

This work intends to make known the pathological situation of the Algarve buildings, specifically in buildings with porticoed reinforced concrete structure in the Algarve region, aiming at its correct rehabilitation, which is nowadays an essential area in the construction sector, not only from the point of view of the preservation of built heritage and environmental sustainability, but also from the social and economic point of view.

KEYWORDS: Constructive pathology; Inspection; Testing; Diagnosis; Rehabilitation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
2. PATOLOGIA DOS EDIFÍCIOS.....	5
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	5
2.2. BETÃO ARMADO.....	6
2.3. MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO BETÃO ARMADO.....	8
2.3.1. CORROSÃO DE ARMADURAS.....	8
2.3.2. CARBONATAÇÃO DO BETÃO.....	15
2.3.3. IÕES CLORETO.....	20
2.3.4. IÕES SULFATO.....	22
2.3.5. REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO.....	24
2.3.6. LIXIVIAÇÃO DO BETÃO.....	25
3. TÉCNICAS DE DIAGNÓSTICO.....	27
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	27
3.2. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS.....	28
3.2.1. INSPEÇÃO VISUAL.....	28

3.2.2. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	28
3.2.3. DETERMINAÇÃO DO TEOR DE CLORETOS	29
3.2.4. ENSAIO DE ULTRASSONS	31
3.2.5. ENSAIO ESCLEROMÉTRICO	32
3.2.6. ENSAIO DE ARRANCAMENTO POR TRAÇÃO “PULL-OFF”	34
3.2.7. MEDIÇÃO DA ABERTURA DE FISSURAS E FENDAS	35
3.2.8. AVALIAÇÃO EXPEDITA DA HUMIDADE SUPERFICIAL EM PAREDES	36
3.2.9. CÂMARA TERMOGRÁFICA	36
3.2.10. DETEÇÃO DE ARMADURAS	37
3.3. ENSAIOS DESTRUTIVOS	38
3.3.1. EXTRAÇÃO DE CAROTES	38
3.3.2. DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	40
4. SISTEMAS DE REPARAÇÃO E PROTEÇÃO	41
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	41
4.2. NORMA NP EN 1504	41
4.3. REPARAÇÃO DO BETÃO DETERIORADO POR CORROSÃO DE ARMADURAS	44
4.4. IMPREGNANTE ANTICORROSIVO (PRODUTO OSMÓTICO)	46
4.5. MÉTODOS DE PROTEÇÃO/REPARAÇÃO ELETROQUÍMICA	47
4.5.1. PROTEÇÃO CATÓDICA	47
4.5.2. REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA	50
4.5.3. DESSALINIZAÇÃO	51
5. CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIOS INDIRETOS E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PROVETES	53
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	53
5.2. ENSAIOS	54

5.2.1. ENSAIO DE ULTRASSONS	54
5.2.2. ENSAIO ESCLEROMÉTRICO	55
5.2.3. ENSAIO DE ARRANCAMENTO POR TRAÇÃO “PULL-OFF”	56
5.2.4. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	57
5.3. TRATAMENTO DOS DADOS/CONCLUSÕES	58
6. ANÁLISE DAS PERITAGENS TÉCNICAS	64
6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	64
6.2. CARACTERIZAÇÃO DO PARQUE EDIFICADO ALGARVIO	64
6.3. SISTEMATIZAÇÃO DOS DADOS	65
7. CASOS DE ESTUDO	71
7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	71
7.2. CASO DE ESTUDO 1 (EDIFÍCIO CARTEIA)	72
7.2.1. INSPEÇÃO VISUAL	72
7.2.2. EXAME	75
7.2.2.1. AVALIAÇÃO DOS RECOBRIMENTOS	75
7.2.2.2. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	76
7.2.2.3. DETERMINAÇÃO DO TEOR DE CLORETOS	76
7.2.2.4. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO	77
7.2.3. DIAGNÓSTICO DAS CAUSAS	78
7.3. CASO DE ESTUDO 2 (ARMAÇÃO DE PÊRA)	80
7.3.1. INSPEÇÃO VISUAL	80
7.3.2. EXAME	83
7.3.2.1. AVALIAÇÃO DOS RECOBRIMENTOS	84
7.3.2.2. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	84
7.3.2.3. DETERMINAÇÃO DO TEOR DE CLORETOS	85

7.3.2.4. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO	86
7.3.3. DIAGNÓSTICO DAS CAUSAS	86
7.4. CASO DE ESTUDO 3 (COOPERATIVA DE SANTA CATARINA DA FONTE DO BISPO)	88
7.4.1. INSPEÇÃO VISUAL.....	88
7.4.2. EXAME.....	90
7.4.2.1. AVALIAÇÃO DOS RECOBRIMENTOS	91
7.4.2.2. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	91
7.4.2.3. DETERMINAÇÃO DO TEOR DE CLORETOS	92
7.4.2.4. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO	93
7.4.2.5. ENSAIO DE CAROTES À COMPRESSÃO UNIAXIAL	93
7.4.3. DIAGNÓSTICO DAS CAUSAS	94
7.5. CASO DE ESTUDO 4 (CAMPUS DA PENHA).....	96
7.5.1. INSPEÇÃO VISUAL.....	97
7.5.2. EXAME.....	100
7.5.2.1. AVALIAÇÃO DOS RECOBRIMENTOS	100
7.5.2.2. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	101
7.5.2.3. DETERMINAÇÃO DO TEOR DE CLORETOS	101
7.5.2.4. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO	102
7.5.2.5. DIAGNÓSTICO DAS CAUSAS	103
7.6. CONCLUSÕES DOS CASOS DE ESTUDO	104
7.7. PROPOSTAS DE REPARAÇÃO	107
8. CONCLUSÕES	108
9. BIBLIOGRAFIA.....	112
10. ANEXOS	118
10.1. ANEXO 1: CLASSES DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL DE ACORDO COM A NP EN 206-1:2007.	118

10.2. ANEXO 2: RESULTADOS DO ENSAIO DE ULTRASSONS	120
10.3. ANEXO 3: VALORES OBTIDOS NA MEDIÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL DO BETÃO.....	123
10.4. ANEXO 4: CÁLCULO DAS COMBINAÇÕES PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	125
10.5. ANEXO 5: MAPEFER 1K - ARGAMASSA CIMENTÍCIA DE PRINCÍPIOS ACTIVOS	127
10.6. ANEXO 6: MAPEGROUT TISSOTROPICO - ARGAMASSA DE REPARAÇÃO ESTRUTURAL	131
10.7. ANEXO 7: SIKA FERROGARD-903 PLUS – IMPREGNAÇÃO INIBIDORA DA CORROSÃO.....	135
10.8. ANEXO 8: MAPESHIELD I – SISTEMA DE PROTEÇÃO CATÓDICA	140

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Causas comuns de deterioração [8]	6
Figura 2 – Energia necessária para produção e tendência para corrosão de alguns metais [20].....	9
Figura 3 – Corrosão generalizada de armaduras numa viga de betão armado.....	9
Figura 4 – Alguns fatores que influenciam a corrosão das armaduras no betão armado [10][23]	10
Figura 5 – Esquema da corrosão eletroquímica do aço no betão armado [24]	10
Figura 6 – Volume dos produtos da corrosão [27][29]	12
Figura 7 – Os produtos da corrosão promovem a degradação do betão [26]	12
Figura 8 – Exteriorizações de corrosão mais frequentes [30].....	12
Figura 9 – Principais consequências da corrosão das armaduras no betão armado [10][20][26][31] ..	13
Figura 10 – Tipos de corrosão de armaduras [11]	14
Figura 11 – Estados de deterioração do betão por corrosão de armaduras (adaptado de [32])	14
Figura 12 – Mecanismo de carbonatação do betão em função da profundidade e pH [30]	17
Figura 13 – Corrosão generalizada induzida por carbonatação do betão	17
Figura 14 – Medição da profundidade de carbonatação com solução de fenolftaleína (adaptado de [39])	18
Figura 15 – Variação da profundidade de carbonatação em função do tempo	19
Figura 16 – Mecanismos de transporte de iões cloreto no betão [30]	20
Figura 17 – Processo de corrosão por pites induzido por iões cloreto [41]	21
Figura 18 – Processo de degradação do betão por ataque de sulfatos (adaptado de [47])	23
Figura 19 – Betão deteriorado pela formação de etringita [48].....	23
Figura 20 – Betão sujeito ao ataque por sulfatos com formação de taumasite [49]	24
Figura 21 – Aparência característica relacionada com reações RAA no betão [51].....	25
Figura 22 – Eflorescência devido à lixiviação do betão	26
Figura 23 – Profundidade de carbonatação média (d_k média) do betão (adaptado de [59])	28
Figura 24 – Ensaio para determinação da profundidade de carbonatação	29
Figura 25 – Extração de amostra de betão para determinação do teor de iões cloreto	30
Figura 26 – Multímetro da marca German Instruments, modelo HI 8424 existente no DEC.....	30
Figura 27 – Modos de disposição dos transdutores (adaptado de [63])	31

Figura 28 – Ensaio de ultrassons pelo método semidireto	32
Figura 29 – Aparelho PUNDIT para determinação da velocidade de propagação dos ultrassons	32
Figura 30 – Esclerómetro de impacto Digi-Schmidt 2000.....	33
Figura 31 – Ensaio esclerométrico.....	33
Figura 32 – Discos metálicos após ensaio pull-off.....	34
Figura 33 – Equipamento para ensaio de arrancamento DYNA Z16	34
Figura 34 – Fissurómetro [1]	35
Figura 35 – Comparador de fissuras (figura da esquerda); medidor óptico (figura da direita)	35
Figura 36 – Humidímetro digital (figura da esquerda); Humidímetro sonoro (figura da direita)	36
Figura 37 – Câmara termográfica (figura da esquerda); imagem termográfica de um pavimento (figura da direita).....	37
Figura 38 – Pacómetro (figura da esquerda); deteção de armaduras (figura da direita).....	38
Figura 39 – Caroteadora em utilização	39
Figura 40 – Local de extração de carote (figura da esquerda); carotes (figura da direita).....	39
Figura 41 – Prensa de ensaio à compressão	40
Figura 42 – Aplicação de revestimento protetor anticorrosivo em armaduras [72]	45
Figura 43 – Aplicação de argamassa para restauração do betão após proteção das armaduras [72]	45
Figura 44 – Aplicação de produtos impregnantes [75]	47
Figura 45 – Princípios do funcionamento da proteção catódica [34]	48
Figura 46 – Proteção catódica por corrente imposta e proteção galvânica (ânodo sacrifício) [78].....	49
Figura 47 – Pormenor da aplicação de um ânodo de sacrifício numa estrutura existente [79].....	49
Figura 48 – Funcionamento do sistema de realcalinização (adaptado de [82])	51
Figura 49 – Pormenor de um sistema de dessalinização [78]	52
Figura 50 – Provete após ensaio <i>pull-off</i>	57
Figura 51 – Gráfico da correlação entre os resultados do ensaio de ultrassons e compressão	58
Figura 52 - Gráfico e função de correlação entre o ensaio esclerométrico e o ensaio à compressão .	59
Figura 53 – Gráfico e função de correlação entre o ensaio “pull-off” e o ensaio à compressão	60
Figura 54 – Representação gráfica do erro das funções de correlação em relação à resistência à compressão	62
Figura 55 – Datas da construção dos edifícios	66
Figura 56 – Distância dos edifícios à costa.....	67
Figura 57 – Causas da degradação do betão armado em edifícios localizados em zona costeira.....	67
Figura 58 – Conformidade da espessura de recobrimento com o exigível à data do projeto	68

Figura 59 – Número de pisos por edifício.....	68
Figura 60 – Tipo de cobertura dos edifícios analisados.....	69
Figura 61 – Tipos de anomalias detetadas	69
Figura 62 – Origem das patologias (Capítulo 2.1)	70
Figura 63 – Mapa da região do Algarve com a localização dos 4 casos de estudo	71
Figura 64 – Alçado principal do edifício Carteira	72
Figura 65 – Delaminação do betão em pilares exteriores.....	73
Figura 66 – Desprendimento do betão e oxidação de armaduras	73
Figura 67 – Fissuração do betão armado em elementos estruturais	73
Figura 68 – Fissuração do betão em pilares exteriores	74
Figura 69 – Estalactites no teto da cave e empoçamentos na cave e na cobertura	74
Figura 70 – Fenómenos de fissuração (paramentos e guardas) e deterioração de junta de dilatação 75	
Figura 71 – Alçado principal do edifício.....	80
Figura 72 – Deterioração do betão armado na laje do teto da cave	81
Figura 73 – Deterioração do betão armado em viga e pilar da cave	81
Figura 74 – Corrosão de armaduras e delaminação em lajes de escada.....	81
Figura 75 – Corrosão de armaduras com desprendimentos de betão em varandas.....	82
Figura 76 – Fissuração em vigas	82
Figura 77 – Fissuração em vigas	82
Figura 78 – Fissuração diversa em paredes de alvenaria	83
Figura 79 – Humidades, empolamentos e formação de vegetação parasitária.....	83
Figura 80 – Silos da Cooperativa de Santa Catarina da Fonte do Bispo.....	88
Figura 81 – Delaminação do betão devido à corrosão de armaduras	89
Figura 82 – Segregação do betão originada no processo de betonagem	89
Figura 83 – Medição de abertura de fissura (figura da esquerda); Fissuração (figura da direita)	89
Figura 84 – Manifestações de fissuração.....	90
Figura 85 – Manifestações de humidade, manchas, eflorescências e bolores.....	90
Figura 86 – Vista aérea dos edifícios em estudo do Campus da Penha	96
Figura 87 – Planta de implantação dos edifícios em estudo.....	96
Figura 88 – Empolamento e delaminação do betão.....	97
Figura 89 – Degradação do betão armado por corrosão de armaduras.....	97
Figura 90 – Degradação de palas de sombreamento em betão armado.....	98

Figura 91 – Corrosão generalizada das armaduras.....	98
Figura 92 – Degradação do betão armado por corrosão das armaduras.....	98
Figura 93 – Fissuração.....	99
Figura 94 – Fissuração em vãos interiores	99
Figura 95 – Degradação de pinturas, vegetação parasitária e estalactites	100

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Classes do teor de cloretos do betão armado (adaptado de [11][19])	22
Tabela 2 – Normas para a determinação das características de resistência à compressão de provetes [1][69]	40
Tabela 3 – Síntese dos resultados do ensaio de ultrassons	55
Tabela 4 – Dados do ensaio esclerométrico por provete	55
Tabela 5 – Valores do ensaio de arrancamento "pull-off"	56
Tabela 6 – Resultados do ensaio à compressão na prensa hidráulica	57
Tabela 7 – Funções de correlação entre os métodos de ensaio de US e a resistência à compressão 59	
Tabela 8 – Funções e coeficientes de correlação obtidos entre os ensaios expeditos e o ensaio de compressão	60
Tabela 9 – Avaliação do erro cometido pelas funções de correlação determinadas	61
Tabela 10 – Erro médio das funções de correlação e das combinações	63
Tabela 11 – População residente e estimativas do parque habitacional por município [86]	65
Tabela 12 – Número de edifícios construídos por época e tipo de estrutura [90]	65
Tabela 13 – Espessura dos recobrimentos	75
Tabela 14 – Profundidade de carbonatação	76
Tabela 15 – Teor de iões cloretos [Cl ⁻] em relação à massa de cimento	77
Tabela 16 – Resultados do ensaio esclerométrico	77
Tabela 17 – Espessura dos recobrimentos	84
Tabela 18 – Profundidade de carbonatação	84
Tabela 19 – Teor de cloretos [Cl ⁻] em relação à massa de cimento	85
Tabela 20 – Resultados do ensaio esclerométrico	86
Tabela 21 – Espessura dos recobrimentos	91
Tabela 22 – Profundidade de carbonatação	91
Tabela 23 – Teor de cloretos [Cl ⁻] em relação à massa de cimento	92
Tabela 24 – Resultados do ensaio esclerométrico	93
Tabela 25 – Resultados do ensaio à compressão uniaxial de carotes	94
Tabela 26 – Espessura dos recobrimentos	100

Tabela 27 – Profundidade de carbonatação	101
Tabela 28 – Teor de cloretos [Cl ⁻] em relação à massa de cimento	102
Tabela 29 – Resultados do ensaio esclerométrico	102
Tabela 30 – Quadro comparativo dos diversos casos de estudo	105
Tabela 31 – Causas da deterioração do betão armado nos edifícios analisados	106

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

C₃S - Silicato Tricálcico

C₂S – Silicato Dicálcico

C₃A - Aluminato Tricálcico

C₄AF - Aluminoferratos Tetracálcicos

Ca(OH)₂ - Hidróxido de Cálcio

C-S-H - Silicato de Cálcio Hidratado

Fe(OH)₂ - Hidróxido Ferroso

Fe(OH)₃ - Hidróxido de Ferro

SO₄²⁻ - Iões Sulfato

Fe₂O₃.H₂O - Óxido de Ferro Hidratado

CO₂ - Dióxido de Carbono

O₂ – Oxigénio

H₂O - Água

K - Coeficiente de Transmissão Térmica [W/m²°K]

E - Módulo de Elasticidade [GPa]

pH - Potencial de Hidrogénio

C_r - Limite Crítico do Teor de Cloretos

R² - Coeficiente de Correlação

kN – Kilonewton

MPa - Megapascal

RAA - Reação álcalis-agregado

RAS - Reação álcali-silica

RAC - Reação álcali-carbonato

PIB - Produto Interno Bruto

AEEBC - The Association of European Experts in Building And Construction

DEC - Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Algarve

EC – Eurocódigo

EN – Norma Europeia

NP – Norma Portuguesa

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde o início da utilização do betão armado no século XIX que o conhecimento sobre este material tem sido aprofundado, bem como a sua difusão como material de construção. Em Portugal tal ocorreu, somente a partir do início do século XX e, principalmente após o final da 2.ª Guerra Mundial, ou seja, a partir de 1945 [1].

O betão armado, julgado inicialmente como “eterno”, reconhece-se hoje como um material efémero que pode sofrer de diversas patologias ao longo do tempo, que provocam a sua deterioração e reduzem significativamente o seu período de vida útil. No entanto, caso o betão armado seja sujeito a requisitos de qualidade particulares, a deterioração pode ser mitigada de forma a atingir um período de vida útil considerável em relação a outros materiais [1][2].

Atualmente, verifica-se que a atividade no setor da construção tende, cada vez mais, a passar da construção nova para a reabilitação de edifícios já existentes, proporcionando enormes benefícios para a sociedade em termos ambientais, culturais, sociais e económicos. Contudo, as intervenções de reabilitação de edifícios não se podem considerar coisas simples, que qualquer um possa efetuar, pois requerem um conhecimento profundo dos edifícios, a vários níveis. Exigem o uso de métodos de inspeção e análise próprios, bem como a atividade experimental na execução de ensaios de caracterização, a capacidade técnica na elaboração do diagnóstico das causas das anomalias apresentadas e a apresentação das soluções de reabilitação mais adequadas à situação específica [1].

Hoje em dia, após vários anos sobre a generalização do uso do betão armado na construção, constata-se o envelhecimento das estruturas e o aparecimento de diversas anomalias [3].

A durabilidade de uma estrutura define-se como a sua capacidade para desempenhar as funções para as quais foi concebida durante o período de vida definido no projeto, sem custos de manutenção ou de reparação imprevistos [2].

A deterioração prematura das construções pode possuir múltiplas origens, desde a deficiente qualidade dos projetos, a utilização de materiais de baixa qualidade, a utilização de mão-de-obra não qualificada, a falta de controlo em obra, ou ainda, a resultante do próprio meio ambiente em que as estruturas se localizam, conduzindo a uma diminuição da qualidade das construções, e ao aparecimento precoce de anomalias [1][2].

O conceito de patologia construtiva do edificado pressupõe uma abordagem holística, de forma a entender os edifícios na sua globalidade. Implica uma análise interdisciplinar que requer um conhecimento detalhado de como os edifícios são projetados, construídos, usados e alterados e, por outro lado, a compreensão dos múltiplos mecanismos que os podem afetar. Na definição de patologia de edifícios a associação europeia de especialistas em edifícios e

construção (AEEBC) chama a atenção para três áreas, distintas mas interrelacionadas, a ter em atenção [4]:

- Identificação, investigação e diagnóstico de defeitos em edifícios existentes;
- Recomendações para a melhor ação a tomar em relação ao edifício, o seu futuro e os recursos disponíveis;
- Projeto, pormenorização, implementação e controlo apropriado dos trabalhos de reparação. Monitorização e avaliação em serviço do desempenho funcional, técnico e económico dos trabalhos de reparação.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho tem como principal objetivo caracterizar e justificar o estado do edificado algarvio, com base na análise das peritagens técnicas realizadas em edifícios localizados na região do Algarve, pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Algarve. Os dados alcançados apontam para uma maior incidência de manifestações de patologia construtiva, em edifícios mais recentes, relativamente a edifícios mais antigos, contrariamente ao que seria expectável. Será também avaliada a influência da classe de exposição ambiental dos edifícios, nos fenómenos de degradação evidenciados no edificado algarvio, particularmente no que respeita à proximidade do mar.

O estudo e conhecimento dos fenómenos de patologia que afetam os edifícios exige, como foi anteriormente referido, conhecimentos multidisciplinares, propondo-se que esta dissertação constitua também uma súpula da generalidade dos conhecimentos necessários à avaliação técnica de anomalias em edifícios com estrutura de betão armado, incidindo sobre o parque edificado algarvio.

As atividades a efetuar para o desenvolvimento deste trabalho são as seguintes:

- Estabelecer um inventário das patologias mais correntes nos edifícios de betão armado e identificar os fenómenos responsáveis;
- Elaborar um catálogo dos tipos de ensaio usualmente utilizados em peritagens técnicas em edifícios com estrutura em betão armado;
- Formular diagnósticos das causas concretas que afetam esses edifícios;
- Apresentar técnicas e sistemas de reparação e proteção referentes à degradação do betão e à corrosão de armaduras.
- Paralelamente, decidiu-se confeccionar provetes propositadamente para este trabalho, efetuando ensaios expeditos não destrutivos ou minimamente destrutivos e ensaios destrutivos mais fidedignos de caracterização mecânica só possíveis em laboratório,

visando a obtenção de uma correlação entre os resultados obtidos nos ensaios expeditos e os ensaios diretos.

- Analisar as peritagens efetuadas pelo DEC de modo a verificar as patologias mais disseminadas na região do Algarve e as suas origens, tendo em conta diversos fatores e, principalmente, a idade dos edifícios e a localização (distância à orla marítima);
- Investigar casos concretos de edifícios com estrutura de betão armado com gravosas manifestações de patologia construtiva, examinar as anomalias existentes, efetuar ensaios de identificação e caracterização, reconhecer as causas dessas manifestações e propor as soluções de reparação mais adequadas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação encontra-se subdividida em 10 capítulos.

No Capítulo 1, é feita a introdução geral ao tema do presente trabalho e uma breve exposição sobre os objetivos e a organização da dissertação.

O Capítulo 2 compreende uma explicação sobre o termo “patologia” associado aos edifícios. Faz-se uma exposição sobre o betão armado, citando as suas vantagens e condicionantes como material de construção e identificam-se os principais mecanismos de deterioração do betão armado, detalhando o processo de corrosão das armaduras. Dar-se-á especial relevo a dois processos, a carbonatação do betão e o ataque por excesso iões cloreto, por serem as principais causas de deterioração do betão armado.

No terceiro capítulo sintetizam-se os principais métodos de inspeção e ensaio, esclarecendo os procedimentos e equipamentos necessários à sua realização, bem como as suas vantagens, desvantagens e campos de aplicação. Os ensaios foram categorizados, tendo em atenção o grau de destruição que provocam, desde os não destrutivos, passando pelos moderadamente destrutivos, até aos verdadeiramente destrutivos.

Os sistemas de reparação e proteção do betão armado são abordados no Capítulo 4. Neste capítulo, foi efetuada uma compilação das técnicas e sistemas de reparação e proteção referentes à degradação do betão e à corrosão de armaduras que se consideram mais relevantes para o tema deste trabalho, fazendo sempre referência à norma NP EN 1504:2009 “produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão”.

O Capítulo 5 apresenta um estudo efetuado propositadamente para este trabalho sobre a fiabilidade de ensaios expeditos para a caracterização mecânica do betão. Foram comparados os resultados obtidos através de ensaios expeditos (indiretos) com o valor da resistência à compressão uniaxial obtida no ensaio de compressão de provetes, o que permitiu obter uma correlação entre esses valores e, conseqüentemente, através de ensaios indiretos, estimar a resistência à compressão do betão de forma expedita, diminutamente intrusiva e pouco dispendiosa.

No Capítulo 6, caracteriza-se o parque edificado algarvio e apresenta-se uma análise estatística sobre um conjunto de dados recolhidos do historial de peritagens técnicas em edifícios do Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Universidade do Algarve e de outros dados recolhidos propositadamente, de forma a complementar o existente. Esta análise permitiu estudar a idade dos edifícios com manifestações de patologia construtiva, o tipo de patologia e a sua origem, entre outras variáveis, caracterizando assim o estado do parque edificado algarvio.

O Capítulo 7 apresenta 4 edifícios distintos e ilustrativos da situação do edificado algarvio, que serviram neste trabalho como casos de estudo para aplicação dos conceitos abordados ao longo desta dissertação, visando identificar o estado de degradação existente, realização de ensaios, elaboração de diagnósticos das causas das manifestações de patologia e prescrição de soluções de reparação adequadas à resolução das anomalias identificadas.

No Capítulo 8 são apresentadas as considerações finais deste trabalho, referindo as conclusões mais relevantes que foram alcançadas, com especial incidência na situação de patologia construtiva do edificado algarvio e nos factos que justificam as manifestações de patologia detetadas.

Por fim, no Capítulo 9 assinalam-se as múltiplas referências bibliográficas que fizeram parte da pesquisa do autor, e no Capítulo 10 apresentam-se diversos anexos de apoio ao conteúdo principal da dissertação.

2. PATOLOGIA DOS EDIFÍCIOS

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Denomina-se por patologia da construção o conjunto de alterações, mais ou menos graves, que se manifestam na totalidade de um edifício ou apenas numa das várias partes que o constituem [5].

Essas anomalias alteram o estado ideal de funcionamento e de serviço de um edifício, e definem-se como uma sequência temporal que tem uma origem, uma evolução e apresenta sintomas. Torna-se, assim, muito importante conhecer as variadas origens (causas) que conduzem ao aparecimento da patologia. Desta forma, é possível classificar as causas das anomalias em distintos espaços temporais [3][5][6]:

- **Congénitas:** são as que ocorrem antes da construção, tem origem na fase de projeto devido, por exemplo, à falta de conformidade com normas técnicas ou erros e omissões dos projetistas que resultam em falhas na conceção;
- **Construtivas:** têm origem na construção, ou seja, na fase de execução do edifício. Podem dever-se, por exemplo, ao emprego de mão-de-obra desqualificada, aplicação de materiais não certificados ou não conformidade com o projeto;
- **Adquiridas:** quando ocorrem no decurso da exploração normal do edifício, sendo resultado da exposição ao meio em que se inserem, podendo ser naturais, decorrentes da agressividade do meio, ou da ação humana em função de manutenção e utilização inadequada;
- **Acidentais:** consequência de algum fenómeno atípico, como catástrofes naturais ou explosões.

As anomalias existentes em edifícios podem ter várias origens, tornando, assim, a sua tipificação uma tarefa muito difícil. Esta dificuldade resulta, entre outros, dos seguintes aspetos [6][7]:

- A grande variedade de materiais que constituem um edifício;
- A diversidade de funções a desempenhar pelos vários componentes do edifício;
- As várias fases de um edifício (conceção, projeto, construção, utilização, manutenção e demolição);
- A interligação entre causas e efeitos dos vários fenómenos que se podem desenvolver simultaneamente.

As anomalias que mais relevância têm para este estudo são as do betão armado que se define pela degradação do betão e/ou pela corrosão das armaduras. Na Figura 1 sintetizam-se algumas das causas das anomalias mais frequentes verificadas no betão armado [8].

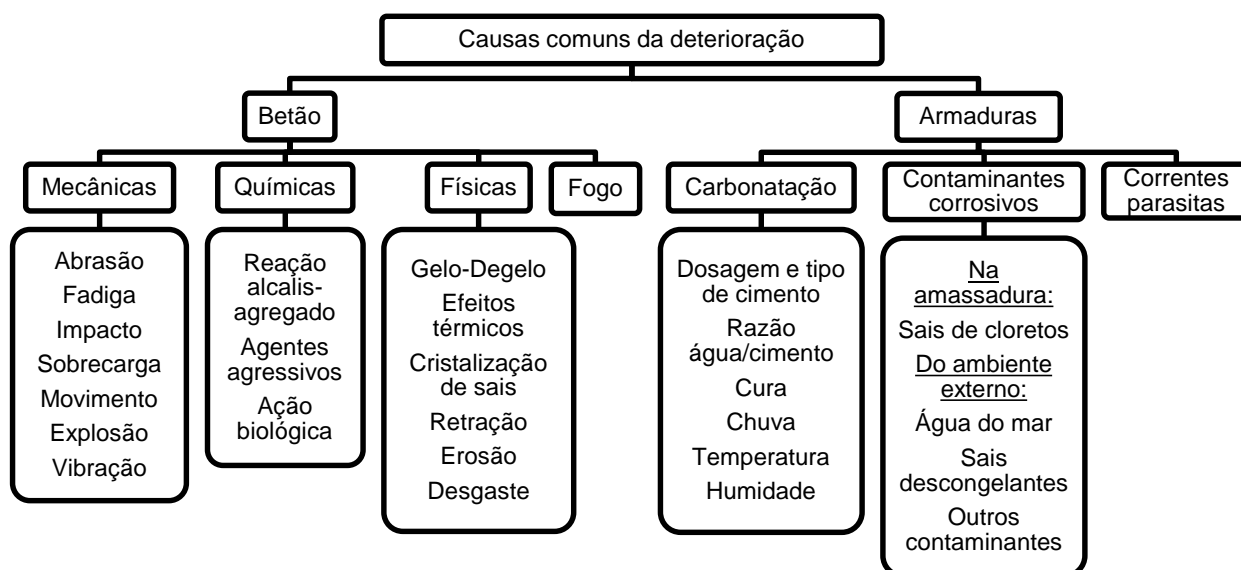


Figura 1 – Causas comuns de deterioração [8]

2.2. BETÃO ARMADO

O conceito do betão armado resulta da simbiose entre o betão e o aço, dando origem ao material estrutural com maior sucesso em obras de engenharia civil [1][9].

O betão é um material formado pela mistura de cimento Portland (nome dado por a cor e propriedades de durabilidade e solidez serem semelhantes às rochas da ilha britânica de Portland), agregados grossos e finos e de água. Para além destes componentes básicos, o betão pode também conter adjuvantes e adições [9].

O cimento Portland, que é um material mineral integrante do betão, é um ligante constituído principalmente por silicato tricálcico (C_3S) e dicálcico (C_2S), aluminato tricálcico (C_3A) e aluminoferratos tetracálcicos (C_4AF), que, após hidratação, originam, maioritariamente, hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$), silicato de cálcio hidratado, designado abreviadamente por C-S-H, além de outros produtos em percentagens inferiores, como sulfoaluminatos de cálcio. Estes compostos fazem com que o betão possua naturalmente um pH elevado entre 12.5 e 13.5 [1][2][10][11][12][13][14][15].

Uma das vantagens do betão enquanto material de construção é a sua elevada resistência à compressão, no entanto possui fraca resistência à tração. Como o aço detém elevada resistência à tração, ao ser colocado na forma de varões inseridos no betão, resulta o betão armado que é um material apto a resistir simultaneamente a compressões e trações [1].

O betão confere ao aço uma ação protetora de dupla natureza, constituindo uma barreira física, denominado recobrimento, entre o aço das armaduras e o meio exterior e uma barreira

química promovendo a formação de uma película passivante na superfície das armaduras, devido à elevada alcalinidade natural do betão [1][12][14][16].

Essa película passivante resulta da formação de óxidos de ferro insolúveis na superfície do metal (armaduras), formando, assim, uma barreira física entre o meio e o metal, impedindo a ocorrência de trocas iónicas metal/solução necessárias para o desenvolvimento da corrosão. A passivação das armaduras é um processo fundamental na durabilidade dos metais em geral e do betão armado, em particular [10][16].

No entanto, apesar de o betão e o aço formarem uma excelente relação simbiótica, a durabilidade da mesma é, nos dias de hoje, uma preocupação fundamental na durabilidade das estruturas. Os constituintes do betão armado reagem ao longo do tempo, como consequência, as suas propriedades também se alteram, além de que as condições de exposição ambiental, em que o betão armado se encontra, também o podem afetar significativamente, podendo desencadear fenómenos de deterioração [1][9].

Ao contrário do aço das armaduras, que é fabricado em ambiente controlado e acompanhado de certificados, o betão, por si só, é um material obtido a partir da mistura de vários componentes onde o cimento é dos únicos componentes certificados. Além disso, o fabrico e colocação do betão exige uma elevada quantidade de mão-de-obra cuja competência determina, obviamente, a qualidade final do betão. Desta forma, o betão é um material cujas propriedades podem apresentar variações consideráveis [9].

A deterioração do betão é o resultado de ações internas e externas que causam alterações nas suas propriedades mecânicas, físicas e químicas, quer na sua superfície, quer no seu interior. Existem 3 sintomas principais da degradação do betão que se conseguem detetar visualmente, a fendilhação, o destacamento e a desagregação do betão, contudo, nem sempre a deterioração é visualmente detetável [13][17].

Normalmente, as ações mais comuns que causam a degradação do betão são de natureza química e física e a extensão do dano que causam está diretamente relacionada com o transporte de fluidos através do betão. Devido a este facto, a durabilidade do betão, dependente essencialmente da sua permeabilidade, que quanto menor for, maior será a resistência do betão à intrusão de agentes agressores e à deterioração [13].

A norma NP EN 206-1:2007 "Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade" considera dois principais fatores de ataque ao betão armado ou pré-esforçado, o ataque sobre o betão e o ataque sobre as armaduras ou outros metais embebidos. Esta norma define assim seis principais classes de exposição ambiental, sendo elas [18][19]:

- X0 – Sem risco de corrosão ou ataque;
- XC – Corrosão induzida por carbonatação;
- XD – Corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar;
- XS – Corrosão induzida por cloretos da água do mar;
- XF – Ataque pelo gelo/degelo com ou sem produtos descongelantes;

- XA – Ataque químico.

As classes de exposição ambiental podem ser consultadas em maior detalhe no Anexo 1 deste trabalho ou na norma NP EN 206-1:2007 "Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade".

2.3. MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO BETÃO ARMADO

2.3.1. CORROSÃO DE ARMADURAS

O termo corrosão refere-se, geralmente, a um processo químico ou eletroquímico de interação entre um metal e o meio envolvente em que se encontra, provocando alterações químicas e/ou modificações estruturais do metal. O produto da corrosão que se forma na superfície do metal exposto ao meio é vulgarmente designado por ferrugem. De uma forma geral, a corrosão pode ocorrer de dois modos [10][11].

A corrosão química (seca, de alta temperatura ou por oxidação direta), não necessita do transporte de eletrões através de um eletrólito para ocorrer. Trata-se de uma reação química na qual os átomos do metal reagem com o oxigénio, ou seja, de uma reação entre um gás-metal ou ião-metal, sendo que a transferência de eletrões ocorre diretamente entre as duas espécies químicas envolvidas. O produto resultante desta corrosão pode, por vezes, formar uma película que, em certos casos, possui propriedades protetoras, retardando o processo de corrosão do metal [10][16][20].

A corrosão eletroquímica (húmida), é uma reação onde ocorre transferência de cargas entre um elétrodo e um eletrólito, originando reações de oxidação e redução. Este tipo de corrosão é comum no betão armado, quando existe uma zona anódica (zona despassivada) e uma zona catódica (zona passivada), além da presença de um eletrólito (humidade), gerando, assim, uma corrente elétrica que utiliza o próprio aço como condutor e que origina a oxidação da zona anódica [10][12][16][21].

A corrosão num metal pode ser definida como a sua tendência em retroceder ao seu estado original, deteriorando-se em reação com o meio envolvente. A transformação do minério em metal é realizada através de processos que usam muita energia (normalmente calor), e, quanto maior for a energia necessária para a sua produção, maior será a tendência para corrosão do metal que não é mais do que o material a regressar ao seu estado original (minério), que é a sua fórmula química mais estável. Todos os metais presentes na natureza na sua forma elementar, reagem em contacto com o ar, transformando-se em óxidos, hidróxidos ou outras formas semelhantes (sob a forma de compostos) que são os produtos da corrosão, embora de forma diferenciada como se observa na Figura 2 [10][16][20].

Menor energia para produção Menor tendência para corrosão	Ouro Platina Prata Cobre Chumbo Estanho Níquel Ferro Crómio Zinco Alumínio Magnésio
↑ ↓	
Maior energia para produção Maior tendência para corrosão	

Figura 2 – Energia necessária para produção e tendência para corrosão de alguns metais [20].

A corrosão do aço das armaduras no betão armado, é um fenómeno eletroquímico que acontece maioritariamente, quando ocorre a despassivação de armaduras e exista presença de água e oxigénio no interior do betão, portanto, a permeabilidade do betão é uma propriedade muito importante, no que diz respeito ao início e à intensidade da corrosão nas armaduras [1][15][21][22].

A despassivação das armaduras ocorre principalmente devido a dois fenómenos, a carbonatação do betão (Capítulo 2.3.2) e o ataque por iões cloreto (Capítulo 2.3.3). Quando ocorre a carbonatação do betão, o pH baixa para valores próximos de 8, fazendo com que a película passivante que protege as armaduras seja destruída. No caso dos iões cloretos, estes atacam as armaduras, criando pontos despassivados, chamados de “pites” [21][22].



Figura 3 – Corrosão generalizada de armaduras numa viga de betão armado

A fissuração do betão, a existência de recobrimentos insuficientes e a porosidade excessiva são alguns dos fatores que influenciam a corrosão das armaduras do betão armado [1][15].

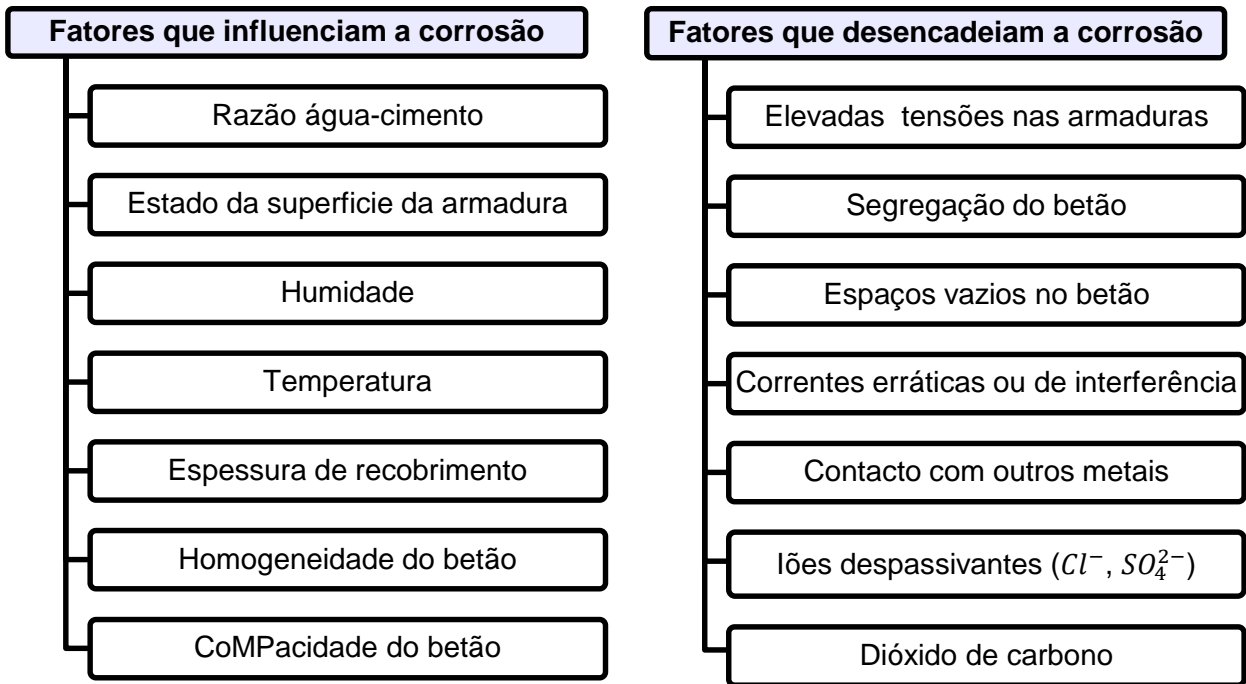


Figura 4 – Alguns fatores que influenciam a corrosão das armaduras no betão armado [10][23]

O aço é um metal com tendência para oxidar, ou seja, para se transformar em óxidos e hidróxidos de ferro, pois são quimicamente mais estáveis. A corrosão eletroquímica no aço do betão armado é originada por uma corrente elétrica que se gera, quando existem quatro elementos fundamentais [10][12][16][21][24]:

- Ânodo (zona despassivada)
- Cátodo (zona passivada)
- Condutor (aço das armaduras)
- Eletrólito (humidade presente no betão)

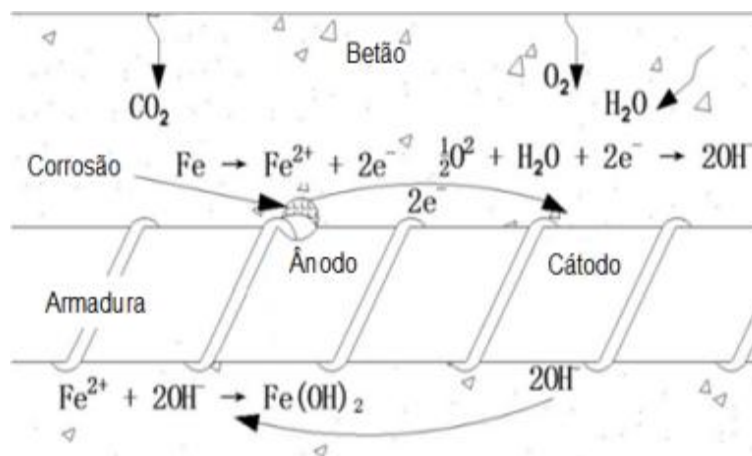


Figura 5 – Esquema da corrosão eletroquímica do aço no betão armado [24]

O processo eletroquímico da corrosão inicia-se no ânodo (zona despassivada), ocorrendo a reação de oxidação do ferro (Fe) [1][10][11][25][26]:



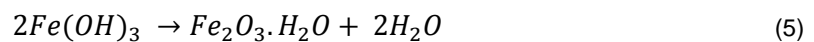
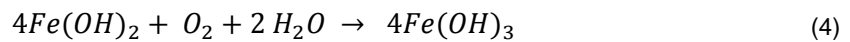
A equação (1) expressa a reação anódica (oxidação do ferro), onde são libertados eletrões ($2e^{-}$) que, através do aço das armaduras (condutor), migram para a zona catódica (passivada), devido à diferença de potencial. De modo a preservar a neutralidade elétrica na zona catódica, esses eletrões são depois consumidos simultaneamente com oxigénio (O_2) e água (H_2O) numa reação conhecida como ação de redução do oxigénio [10][11][25][26]:



O resultado desta reação catódica (equação (2)) são iões hidróxido (OH^{-}) que se deslocam para a zona anódica (despassivada) através da humidade (eletrólito) presente nos poros do betão. Aí, conforme a equação (3) reagem com os iões Fe^{2+} diminuindo ainda mais o nível de pH, formando hidróxido ferroso ($Fe(OH)_2$) [1][10][11][25][26].



Do produto da equação (3) surgem reações anódicas secundárias, onde se geram produtos da corrosão, como é o caso do hidróxido de ferro ($Fe(OH)_3$) e do óxido de ferro hidratado ($Fe_2O_3 \cdot H_2O$), respetivamente equação (4) e (5). Nalguns casos, apenas ocorrem reações secundárias, se existir a presença de oxigénio (O_2) e água (H_2O), [1][10][11][25][26]:



Estes produtos da corrosão são altamente expansivos, podendo ocupar entre aproximadamente duas a seis vezes o volume de aço consumido no processo de corrosão [11][20][27][28].

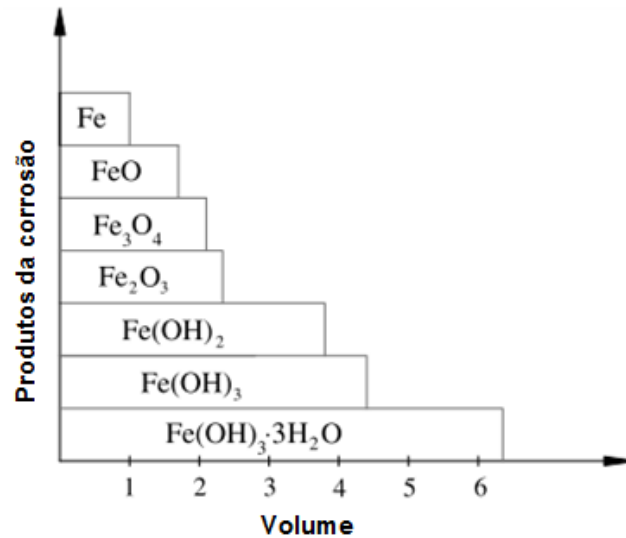


Figura 6 – Volume dos produtos da corrosão [27][29]

Como os produtos da corrosão ocupam um volume maior do que o aço consumido na reação (Figura 7), originam, desta forma, a formação de esforços internos de tração no betão que causam a sua degradação. [11][20][27].

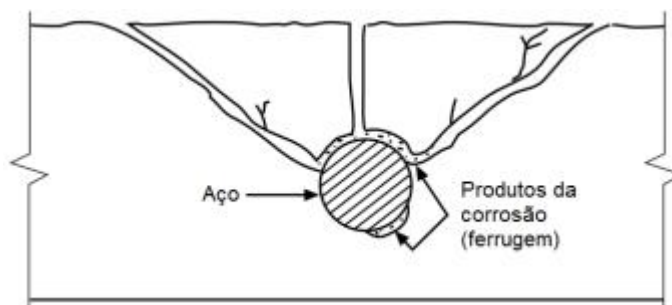


Figura 7 – Os produtos da corrosão promovem a degradação do betão [26]

Esses esforços internos geram o aparecimento de fissuração, delaminação, entre outros, desencadeando, assim, a degradação do betão [28][30].

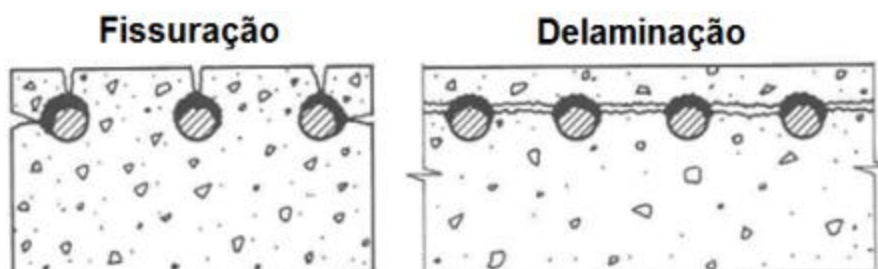


Figura 8 – Exteriorizações de corrosão mais frequentes [30]

Na Figura 9 sintetizam-se as principais consequências da corrosão de armaduras no betão armado.

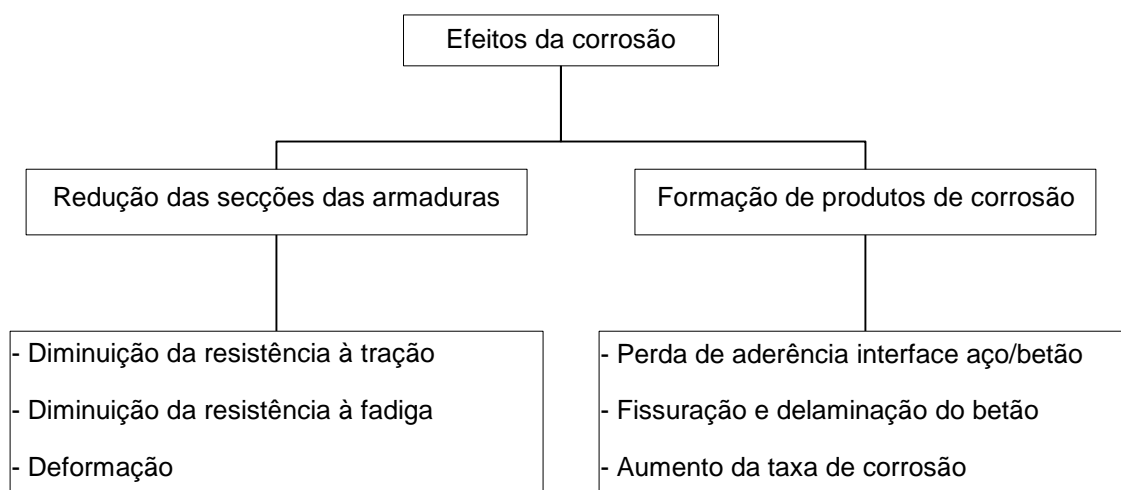


Figura 9 – Principais consequências da corrosão das armaduras no betão armado [10][20][26][31]

A corrosão do aço das armaduras no betão armado pode ocorrer sobre diversas formas, corrosão localizada, corrosão generalizada ou corrosão localizada sobre tensão (Figura 10) [10][11]:

- Corrosão localizada - Caracteriza-se pelo rompimento pontual da película passivante, sendo que essas zonas despassivadas (pites) atuam como ânodos e o resto da superfície do aço como cátodo. Devido à grande desproporção entre zonas anódicas e catódicas, a corrosão desenvolve-se em profundidade, podendo causar a rotura da armadura [10][11].
- Corrosão generalizada – Resulta da perda geral de passivação das armaduras, sendo que um dos efeitos mais notórios deste tipo de corrosão, reside na fissuração do betão, devido ao aumento de volume dos produtos da corrosão [10][11].
- Corrosão localizada sobre tensão – Este tipo de corrosão localizada ocorre quando o aço das armaduras se encontra sob tensão de tração e exista a presença de agentes agressivos que originem zonas pontuais despassivadas (pites). Este processo de interação entre a reação de corrosão e o estado de tensão origina a formação de microfissuras no aço que se desenvolvem e podem levar à rotura da armadura [10][11].

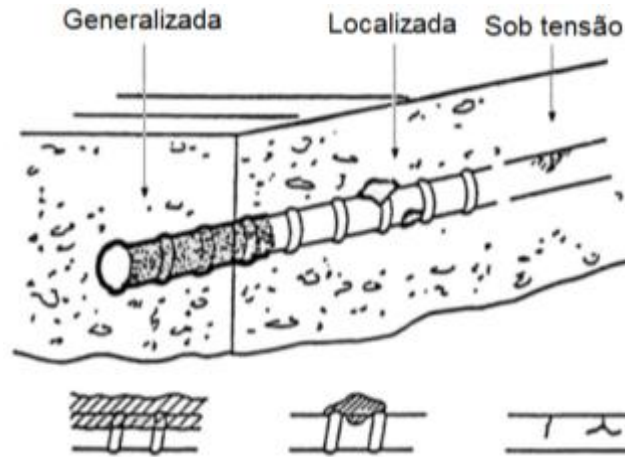


Figura 10 – Tipos de corrosão de armaduras [11]

Um modelo frequentemente utilizado no estudo do processo de corrosão das armaduras no betão armado é o estabelecido por Kyösti Tuutti na sua tese de mestrado em 1982, que considera dois períodos distintos de degradação das estruturas de betão armado, o período de iniciação e o de propagação (Figura 11) [11][32][33].

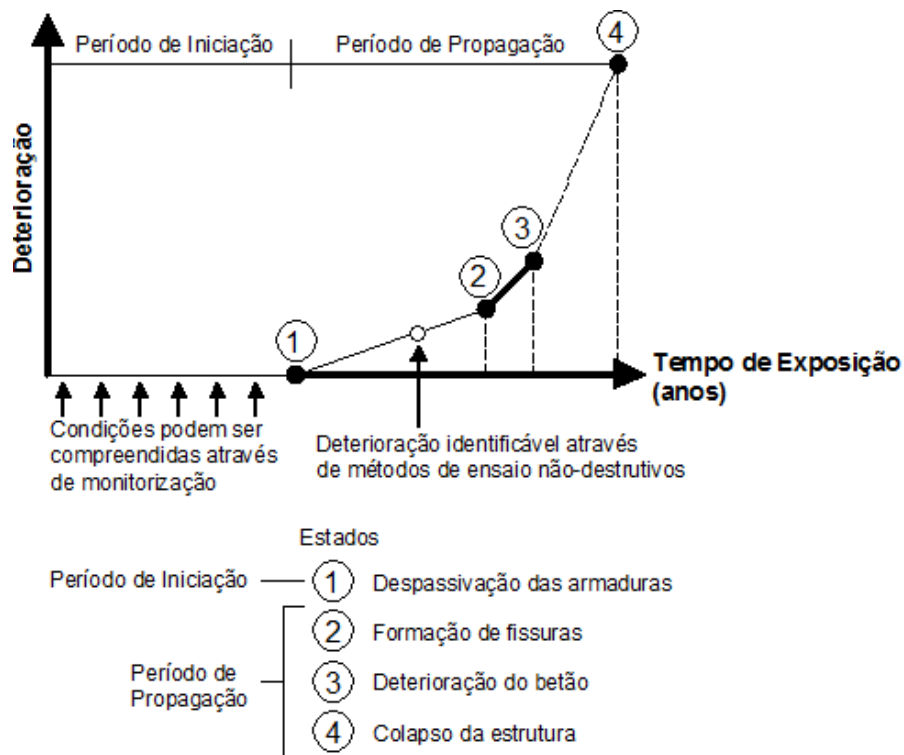


Figura 11 – Estados de deterioração do betão por corrosão de armaduras (adaptado de [32])

O período de iniciação é o tempo desde a entrada em serviço da estrutura até ao momento em que ocorre a despassivação das armaduras, quer seja por carbonatação do betão ou ataque por iões cloreto. Neste período, não existe significativa corrosão das armaduras nem degradação do betão, mas sim o transporte de elementos agressivos até às armaduras (ex:

ões cloreto) e reações de carbonatação do betão até à profundidade a que estas se encontram [2][11][32][33][34].

O período de propagação inicia-se no fim do período de iniciação, ou seja, desde que ocorre a destruição da película passivante das armaduras, até ao momento em que esta atinge um estado de degradação inaceitável, tornando-se necessária a sua reparação ou demolição. Neste período, a corrosão das armaduras evolui de forma relevante, causando efeitos secundários no betão armado, como referido na Figura 9 [2][11][32][33][34].

2.3.2. CARBONATAÇÃO DO BETÃO

O cimento Portland é o ligante hidráulico mais utilizado na indústria da construção, pela sua resistência, durabilidade e baixo custo. Apesar de todas as vantagens que o cimento Portland possui, este interage com o meio envolvente, nomeadamente com o dióxido de carbono (CO_2), causando alterações do material. Este fenómeno físico-químico é chamado de carbonatação e define-se, principalmente, pela reação entre o dióxido de carbono (CO_2) do meio envolvente e o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), resultante da hidratação do cimento Portland. Também ocorre a reação do dióxido de carbono (CO_2) com os hidróxidos de sódio (NaOH) e potássio (KOH) do betão que, apesar de existirem em pequenas percentagens no betão, também provocam a diminuição do pH [1][10][22][35].

Este fenómeno de carbonatação não prejudica a integridade do betão, no qual o cimento Portland é constituinte, no entanto, no caso do betão armado, a carbonatação do betão é indiretamente responsável pela degradação do betão porque promove a corrosão das armaduras, pois um betão carbonatado possui um nível de pH baixo (8 a 9), o que origina a despassivação e conseqüente corrosão das armaduras. De referir que o fenómeno de carbonatação é considerado menos agressivo em termos de corrosão de armaduras comparativamente com a corrosão associada à penetração de iões cloretos (Capítulo 2.3.3). Isto deve-se ao facto da carbonatação ser um processo mais lento devido à baixa concentração de dióxido de carbono (CO_2) na atmosfera e à grande quantidade de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) existente no betão que, associado à baixa permeabilidade do betão, lhe confere uma elevada resistência à penetração do dióxido de carbono (CO_2) [1][10][35][36][37].

A velocidade deste processo depende da capacidade de penetração e de reação do dióxido de carbono (CO_2), que penetra no betão através de um processo de difusão. Este mecanismo de transporte faz com que o dióxido de carbono (CO_2) passe do meio envolvente (zona de maior concentração) para o interior dos poros do betão (zona de menor concentração) [22][31][35][37].

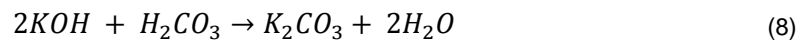
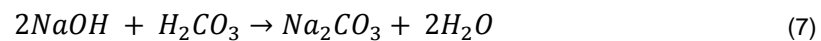
O processo de carbonatação é maximizado, quando o dióxido de carbono (CO_2) e os hidróxidos com os quais reage se encontram dissolvidos nas zonas intersticiais do betão, assim, é necessária a presença de água (H_2O), pois o dióxido de carbono (CO_2) no estado gasoso não é reativo. Desta forma, a condição ideal para a carbonatação do betão consiste na presença de humidade relativa elevada, pois num betão completamente seco, o CO_2 e os hidróxidos não se dissolvem e, por conseguinte, não reagem, e num betão completamente

saturado a água impede o CO₂ de aceder em quantidade suficiente aos poros intersticiais do betão.

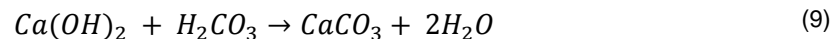
A equação (6) demonstra a dissolução do dióxido de carbono (CO₂) com água (H₂O) de onde resulta o ácido carbónico (H₂CO₃). [1][10][11][35]



Após a formação do ácido carbónico (H₂CO₃), este reage primeiramente com os hidróxidos de sódio (NaOH) e potássio (KOH), equação (7) e (8) respetivamente [31][37].



O consumo destes hidróxidos alcalinos faz baixar a sua percentagem na solução intersticial e, simultaneamente, aumenta a solubilidade dos hidróxidos de cálcio que reagem com o ácido carbónico (H₂CO₃), expresso na equação (9), dando origem ao carbonato de cálcio (CaCO₃) [31][37].



Devido ao consumo destes hidróxidos, a sua concentração baixa na zona carbonatada o que faz com que estes migrem por difusão de zonas não carbonatadas, onde existe maior concentração, para zonas de menor concentração que, neste caso, corresponde à frente de carbonatação, ou seja, a zona onde o betão se encontra semi-carbonatado, situada entre as zonas de betão carbonatado e de betão não carbonatado. Esta difusão faz com que o avanço da frente de carbonatação seja mais rápido [31][37].

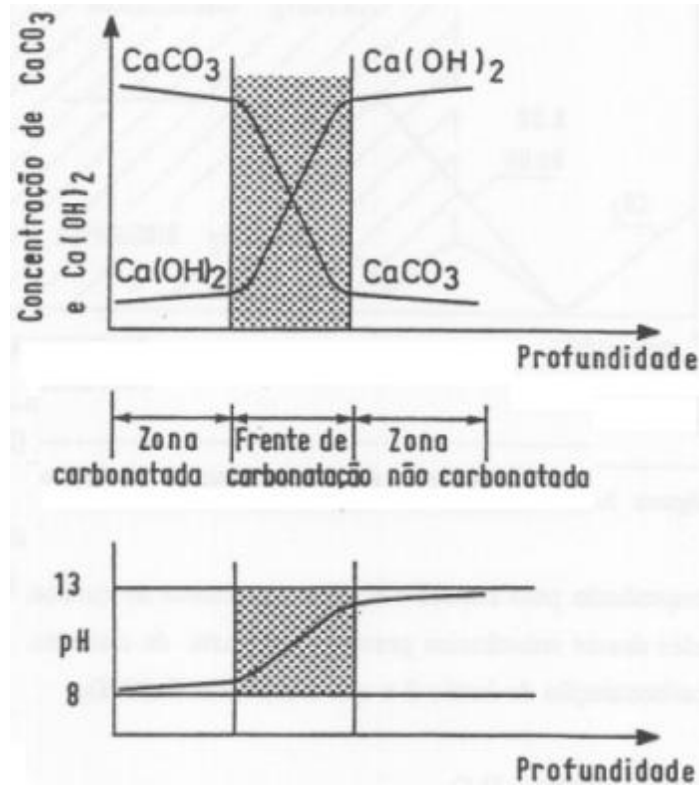


Figura 12 – Mecanismo de carbonatação do betão em função da profundidade e pH [30]

O pH inicial do betão é elevado (entre 12.5 e 13.5) e deve-se, principalmente, ao hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) existente. Devido à carbonatação, o betão perde alcalinidade por causa do consumo do hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), assim, o valor de pH nas zonas carbonatadas desce para valores próximos de 9. No caso da frente de carbonatação atingir as armaduras, torna-se possível a destruição da película de passivação que as protege. Essa destruição é uniforme ao longo das armaduras que se encontram em zonas carbonatadas, dando, assim, origem a uma corrosão generalizada [1][10][11][12][20][36][38].



Figura 13 – Corrosão generalizada induzida por carbonatação do betão

O conhecimento da profundidade de carbonatação é uma informação muito importante na determinação do tempo de vida útil das estruturas, pois ao prever a evolução da carbonatação,

conhece-se o momento estimado em que se iniciará, ou se iniciou a corrosão generalizada das armaduras, pois o início da corrosão dá-se quando a carbonatação atinge o betão em torno das armaduras e, conseqüentemente, pode prever-se todo o processo de deterioração do betão armado devido à carbonatação [10][34][37].

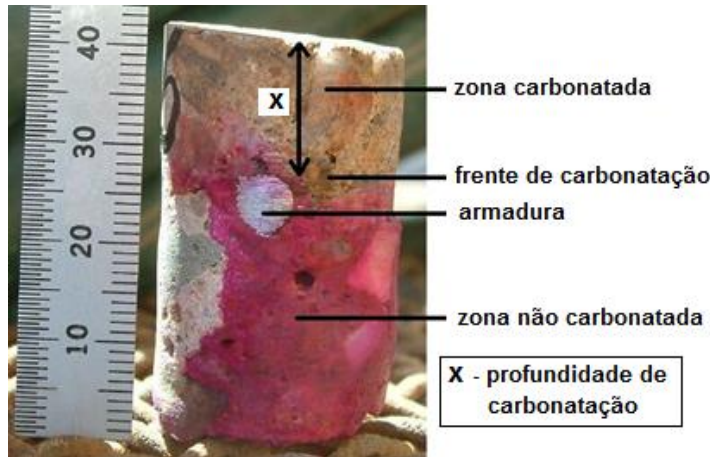


Figura 14 – Medição da profundidade de carbonatação com solução de fenolftaleína (adaptado de [39])

Existem numerosos modelos, propostos por diversos autores, para estimar a profundidade de carbonatação ao longo do tempo, alguns modelos são muito simples e outros bastante complexos. Como o processo de carbonatação é controlado pela difusão do dióxido de carbono (CO_2) no betão, é usual utilizar um modelo empírico em função do tempo para estimar a profundidade de carbonatação. Este modelo deduzido da 1ª Lei de Fick e expresso pela equação (10), pressupõe que a taxa de penetração de CO_2 é constante ao longo do tempo, o que, na realidade, não se verifica, no entanto permite de uma forma aproximada, estimar a evolução da profundidade de carbonatação do betão [2][11][40].

$$x = k \cdot \sqrt{t} \quad (10)$$

em que,

x – profundidade de carbonatação [mm];

k – coeficiente de carbonatação [$\text{mm/ano}^{0.5}$];

t – tempo de exposição [anos].

O coeficiente de carbonatação (k) representa o conjunto dos fatores mais importante que influenciam o processo de carbonatação, a difusão e concentração de CO_2 , as características do betão e o meio agressivo em que este se encontra [11][33].

$$k = \sqrt{\frac{2D}{a} (C_1 - C_2)} \quad (11)$$

em que,

D – coeficiente de difusão do CO_2 no betão [mm/ano];

a – quantidade de CO_2 necessária para carbonatar uma unidade de volume de betão [kg/m^3];

C_1 – concentração de CO_2 no exterior [kg/m^3];

C_2 – concentração de CO_2 na frente de carbonatação [kg/m^3].

O processo de carbonatação do betão é muito lento, e, à medida que este processo ocorre, a reação torna-se mais lenta (Figura 15) devido à formação de carbonato de cálcio (CaCO_3) que diminui a porosidade e permeabilidade do betão, diminuindo, assim, a taxa de difusão do dióxido de carbono (CO_2), essencial para a reação de carbonatação [11][37].

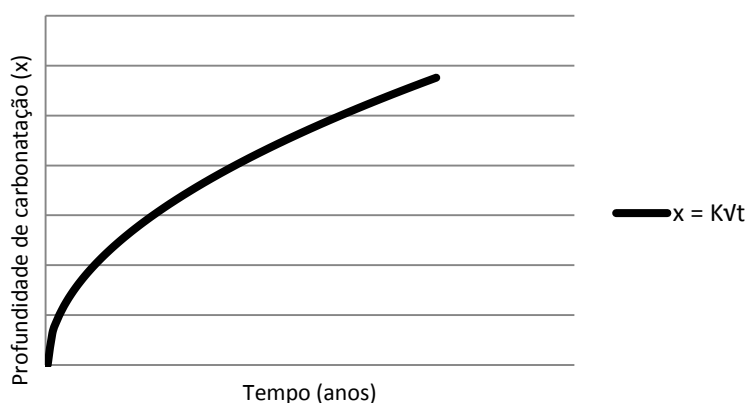


Figura 15 – Variação da profundidade de carbonatação em função do tempo

A permeabilidade do betão é característica fundamental que regula a carbonatação e depende de vários fatores como razão água-cimento, dosagem de cimento, tipo de ligante, adjuvantes, cura, idade do betão e compactação, entre outros. Todos estes fatores, combinados com a exposição ambiental do betão, a temperatura, humidade, concentração de CO_2 , entre outros, regulam o processo de carbonatação do betão [1][11][20].

A aplicação do modelo apresentado na determinação da profundidade de carbonatação revela algumas limitações, nomeadamente, na taxa de difusão de CO_2 que se considera neste modelo constante ao longo do tempo, mas que, na realidade não o é como já foi referido. Também a definição de um coeficiente de difusão do CO_2 no betão está sujeito ao estudo de vários fatores, como a exposição ambiental (humidade, temperatura, entre outros), além da permeabilidade do betão que, como referido, também não é constante ao longo do processo de carbonatação. Desta forma, para se conseguir uma modelação mais aproximada da carbonatação do betão, seria necessário um modelo muito complexo [11][37][40].

2.3.3. IÕES CLORETO

Em condições normais, a presença de cloretos no betão armado é tolerável, desde que num nível baixo, no entanto, caso o teor de cloretos no betão armado ultrapasse um determinado limite, pode levar ao aparecimento de corrosão localizada. Tal como a carbonatação, a presença de cloretos não deteriora o betão, mas torna ineficiente a camada passiva que protege as armaduras. A corrosão induzida por iões cloretos é considerada mais perigosa do que a induzida por carbonatação do betão, no entanto, são fenómenos sinérgicos, pois o efeito dos cloretos é acelerado pela ocorrência de carbonatação [2][11][36][41].

A existência de iões cloreto no betão pode possuir duas origens, interna/intrínseca (cloretos adicionados durante o processo de fabrico do betão) ou externa/extrínseca (através de exposição ambiental a cloretos ao longo da vida útil da estrutura). A origem intrínseca deve-se a que, no processo de fabrico do betão, os cloretos podem ser adicionados, através da adição de água imprópria (ex: água do mar), uso de agregados inadequadamente lavados ou adição de iões cloreto como o cloreto de cálcio (CaCl_2), sendo que, neste caso, o início da corrosão pode acontecer de forma quase imediata após o contacto das armaduras com o betão contaminado, visto o teor de cloretos existente no betão ser uniforme. Por outro lado, a origem extrínseca deve-se à exposição ambiental do betão a ambientes marítimos ou à utilização de produtos químicos contendo cloretos (sais de degelo, produtos para tratamento de águas, entre outros) que pode originar-se a contaminação do betão de forma gradual, do exterior para o interior do betão. [1][2][10][11][23][26][42].

Tal como a carbonatação, a capacidade de penetração dos cloretos no betão está diretamente relacionada com as características do próprio betão, o tipo e dosagem de cimento, idade do betão, relação água-cimento, compactação, porosidade e permeabilidade excessivas, humidade elevada ou existência de fissuras. Esse processo de penetração dos cloretos no betão resulta de três mecanismos de transporte diferentes que podem ocorrer simultaneamente, nomeadamente a difusão, permeação e absorção capilar (sucção) [1][2][11][41].

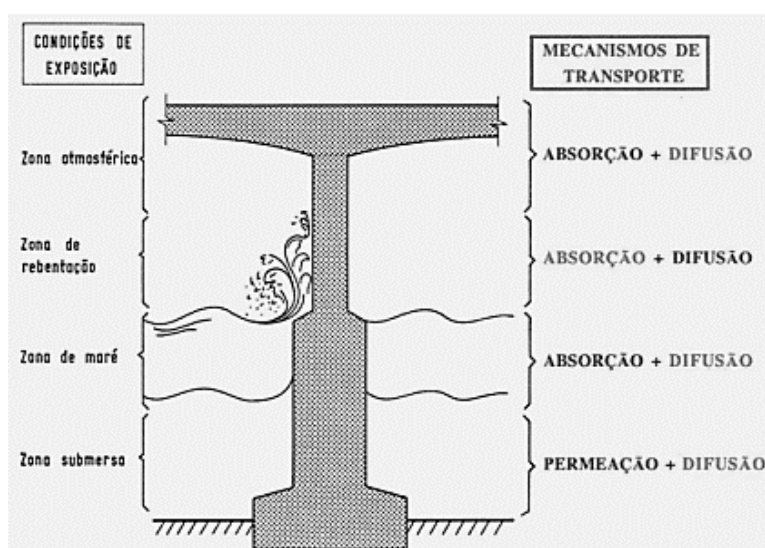


Figura 16 – Mecanismos de transporte de iões cloreto no betão [30]

A difusão, mecanismo também associado à carbonatação do betão, ocorre na presença de humidade devido a diferenças de concentração de cloretos no interior e no exterior do betão, fazendo com que estas diferenças tenham tendência para se igualar. Quando o betão é compacto e não possui fissuras, a difusão é o principal mecanismo de transporte associado à penetração de cloretos no betão [1][11][13][29][41].

O mecanismo de permeação corresponde à passagem de líquidos e/ou gases através de um material, devido a um gradiente de pressão (gradiente hidráulico se o betão estiver submerso). Este fenómeno é o mecanismo principal de transporte de cloretos quando o betão se encontra submerso em água contendo iões cloreto e depende, fundamentalmente, da permeabilidade do betão [11][13][41].

A absorção capilar (sucção) ocorre através da estrutura porosa do betão, devido às diferenças de pressão existentes entre o exterior e o interior dos poros do betão. Este mecanismo ocorre em zonas de marés (ciclos de molhagem e secagem), e não se verifica em meios saturados. Se o betão for muito poroso e apresentar fissuras, a absorção capilar é o principal mecanismo de transporte associado à penetração de cloretos no betão [11][13][41].

A corrosão devido à presença de iões cloretos inicia-se por uma corrosão localizada, os denominados pites. Quando é atingido um determinado teor de cloretos na interface aço-betão, designado por limite crítico do teor de cloretos (C_r), a película passivante que protege as armaduras é afetada, ocorrendo a despassivação nesses pontos, seguindo-se o início da corrosão do aço, caso existam as condições necessárias para o desenvolvimento desse processo (Capítulo 2.3.1) [1][2][11][29][41].

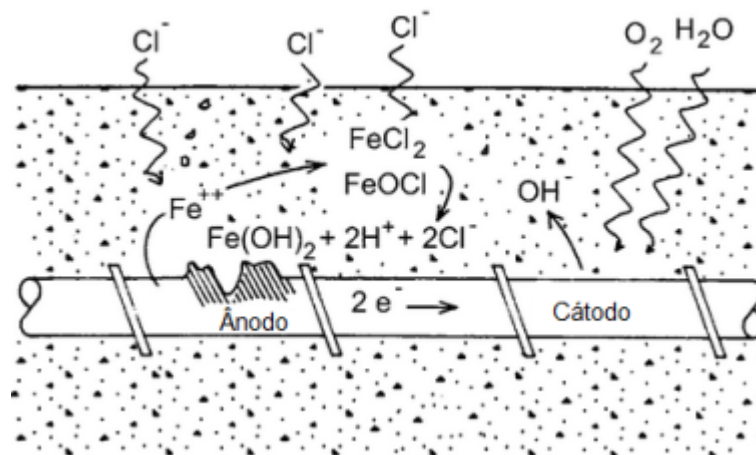


Figura 17 – Processo de corrosão por pites induzido por iões cloreto [41]

Os cloretos podem encontrar-se no betão de três formas, cloretos absorvidos, quimicamente ligados e cloretos livres, sendo estes últimos os que mais contribuem para a corrosão das armaduras. As proporções entre estas formas de cloretos podem variar em função de fatores como o pH do betão, teor de humidade, temperatura, idade e grau de carbonatação do betão, o que torna difícil e controversa a determinação de um limite crítico do teor de cloretos (C_r). Em virtude desta dificuldade, verifica-se a adoção de diferentes valores de C_r . Estes valores variam entre países conforme as normas e especificações adotadas, sendo que em Portugal a norma NP EN 206-1:2007 "Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade" recomenda um teor máximo em percentagem de iões cloreto por massa de cimento para o

betão armado em função da classe de exposição ambiental (Anexo 1), conforme apresentado na Tabela 1 [2][11][19][29][41].

Tabela 1 – Classes do teor de cloretos do betão armado (adaptado de [11][19])

Máximo teor de cloretos admissível		
Utilização do betão	Classes de exposição ambiental	
	XC, XF, XA	XS, XD
Betão com armaduras de aço ou outros metais embebidos	Cl 0.40 ¹⁾	Cl 0.20 ¹⁾
1) Estas classes podem deixar de se aplicar se forem tomadas medidas especiais de proteção contra a corrosão, como proteção do betão do betão, ou recobrimentos, devidamente justificados, ou utilização de aço inox		

A penetração de cloretos para um determinado período de exposição pode ser estimada com base na 2ª lei de Fick:

$$C(x, t) = C_s - (C_s - C_0) \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \quad (12)$$

C_0 – concentração inicial de cloretos (%)

C_s – concentração de cloretos à superfície (%)

D – coeficiente de difusão (m^2/s)

x – profundidade desde a superfície do betão até ao ponto de ensaio (m)

t – tempo de exposição aos cloretos (s)

erf – função erro de Gauss

A equação (12) tem como pressupostos o coeficiente de difusão (D) e a concentração à superfície (C_s) constantes ao longo do tempo, a difusão ser unidirecional e a concentração inicial (C_0) ser uniforme. Esta fórmula é algo contestada, devido ao facto destes pressupostos não se verificarem na realidade, mas mesmo assim expressa satisfatoriamente o mecanismo de penetração dos cloretos e é extensamente utilizada para esse fim [11][29][41][43].

2.3.4. IÕES SULFATO

O ataque de iões sulfato (SO_4^{2-}) ocorre sobre certos constituintes do betão, principalmente o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$), aluminato tricálcico (C_3A) e o silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Essas reações apenas ocorrem quando os sulfatos se encontram dissolvidos numa solução, sendo que os sulfatos mais agressivos para o betão são o sulfato de sódio, cálcio e magnésio que podem estar presentes no solo, águas subterrâneas ou industriais, água do mar ou no próprio betão [44][45][46].

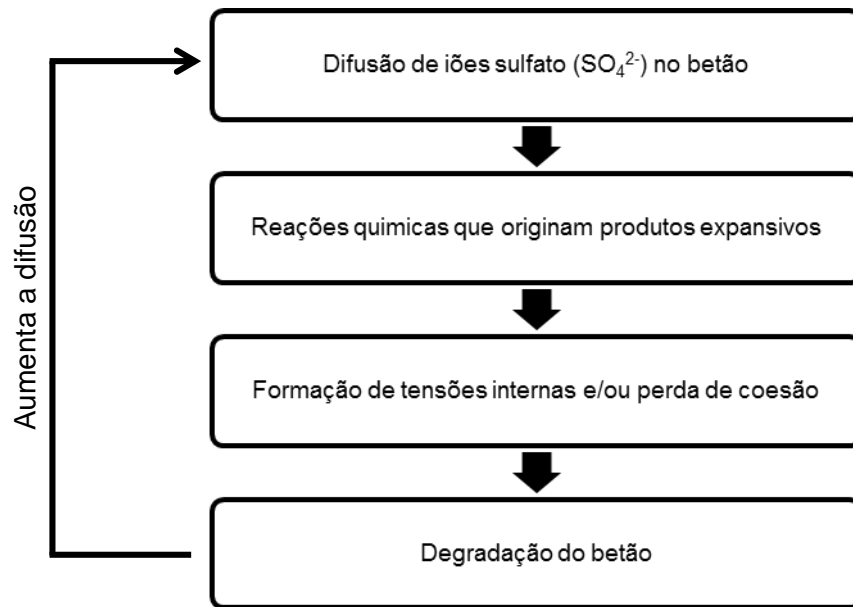


Figura 18 – Processo de degradação do betão por ataque de sulfatos (adaptado de [47])

O sulfato de sódio reage com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) presente no betão, formando sulfato de cálcio (gesso). Relativamente ao sulfato de magnésio, este reage com quase todos os produtos do betão e os produtos mais relevantes dessas reações são o óxido de magnésio e também o sulfato de cálcio (gesso). O sulfato de cálcio (gesso) reage com o aluminato tricálcico (C3A) originando etringita. A ação expansiva da etringita e do sulfato de cálcio (gesso) origina tensões internas no betão, o que promove a ocorrência de fenómenos de fissuração, delaminação e desintegração do betão, comprometendo a sua integridade e, também, a sua capacidade de aderência às armaduras. A degradação do betão por sua vez promove ainda mais o aumento da difusão de íons sulfato no betão, tornando esse ciclo de degradação ainda mais deteriorante [26][44][47].



Figura 19 – Betão deteriorado pela formação de etringita [48]

Outro tipo de degradação do betão, devido aos íons sulfatos (SO_4^{2-}), é a formação de taumasite. Neste caso, os sulfatos reagem com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), que é o principal responsável pela resistência do betão, que assim, ao ser consumido e ao dar lugar

à taumasite, perde as propriedades de resistência, transformando-se num material sem coesão [26][44].



Figura 20 – Betão sujeito ao ataque por sulfatos com formação de taumasite [49]

A deterioração do betão, por ataque de iões sulfato, pode ser minimizada, através da utilização de cimentos com baixo teor de aluminato tricálcico (C_3A), adição de pozolanas ou através do ajuste da relação a/c. Na norma NP EN 197-1:2012 “Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes”, são definidos os critérios para cimentos resistentes aos sulfatos [44].

2.3.5. REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO

As reações álcali-agregado (RAA) são processos químicos complexos que ocorrem no betão endurecido e que promovem a sua deterioração, quando existe, simultaneamente, a presença de álcalis, agregados reativos e humidade em quantidade suficiente. Os álcalis mais relevantes neste tipo de reações são o hidróxido de sódio e de potássio, que podem ter origem interna, provenientes principalmente, da matéria-prima utilizada para o fabrico do cimento, mas também nos agregados, na água de amassadura, nos aditivos ou podem ter origem externa em águas industriais ou marinhas. Estas reações são em geral lentas, desenvolvendo-se ao longo de 10 a 30 anos e são reconhecidos dois tipos distintos [2][13][26][50]:

- **Reação álcali-sílica (RAS):** É o tipo de reação álcali-agregado mais frequente. Nesta reação os agregados que possuam sílica reativa reagem, normalmente nos poros ou na superfície dos agregados, com o hidróxido de cálcio proveniente das reações de hidratação do cimento. Esta reação dá origem à formação de um gel com grande capacidade de absorção de água, tornando-se expansivo [13][50];
- **Reação álcali-carbonato (RAC):** Esta reação não dá origem à formação de um gel expansivo. Consiste na reação dos álcalis com os hidróxidos de magnésio que modificam a estrutura dos agregados dolomíticos (rocha sedimentar com mais de 50% de seu peso constituído por dolomita), provocando o aumento de volume e

enfraquecimento da ligação pasta-agregado. A ocorrência deste tipo de reação é menor, devido à presença de agregados dolomíticos ser mais rara [13][26].

Estas reações geram produtos expansivos que, dependendo da sua taxa de expansão, originam tensões internas que causam a deterioração do betão.



Figura 21 – Aparência característica relacionada com reações RAA no betão [51]

A norma LNEC E461-2004 “Betões. Metodologias para prevenir reações expansivas internas” apresenta os agregados potencialmente reativos aos álcalis e define metodologias para avaliar a reatividade dos agregados, além de recomendar medidas preventivas, de modo a evitar tais reações [2][13].

2.3.6. LIXIVIAÇÃO DO BETÃO

A lixiviação do betão é o processo de dissolução e transporte dos compostos solúveis do betão para o exterior do mesmo através de um líquido e, pode acontecer num betão que apresente fissuras ou tenha sido feita uma deficiente compactação, de maneira a que permita a percolação da água através do material. Esses compostos do betão, nomeadamente o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) e até compostos de alumina, são transportados para o exterior do betão onde se depositam, reagindo com o dióxido de carbono (CO_2) da atmosfera (ver equação (6) e (9)), formando eflorescências e estalactites [13][17].



Figura 22 – Eflorescência devido à lixiviação do betão

A lixiviação é prejudicial para o betão, devido à remoção de minerais solúveis, aumentando a porosidade e a permeabilidade do betão, o que facilita o ingresso de outros agentes agressivos, além de reduzir a resistência mecânica. Os compostos lixiviados são alcalinos e, dessa forma, ao serem removidos, o betão perde a sua alcalinidade necessária para a passivação das armaduras, ficando à mercê dos agentes agressivos [13][17].

3. TÉCNICAS DE DIAGNÓSTICO

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para que seja possível o conhecimento do estado patológico dos materiais, o diagnóstico de anomalias e a compreensão das causas, é necessário o recurso a diversas técnicas de inspeção e ensaio. Este diagnóstico pode ser muito complexo, tendo em conta que, do ponto de vista conceitual, uma patologia é todo o conjunto de causas e efeitos conjugados que estão “de trás” de uma manifestação disfuncional [1][52].

Estas técnicas podem ser classificadas de diversas formas, que são complementares entre si, apresentam vantagens, mas também possuem as suas limitações. Geralmente, os ensaios são classificados pelo local de execução, *in situ* ou laboratoriais ou quanto ao grau de destruição que causam, sendo classificados geralmente em duas categorias, técnicas não destrutivas ou minimamente destrutivas e técnicas destrutivas [1][53].

As técnicas ou ensaios classificam-se como não destrutivos ou minimamente destrutivos, quando não ocorre uma alteração permanente das propriedades físicas, químicas, mecânicas ou dimensionais do material, provocando um dano impercetível ou nulo. Estes tipos de ensaios são muito utilizados no controlo de qualidade, pois possibilitam a análise das suas propriedades sem afetar a sua utilização futura [1][54].

Os ensaios *in situ* são usualmente ensaios expeditos e não destrutivos ou minimamente destrutivos que permitem uma caracterização qualitativa ou quantitativa indireta dos materiais. Apesar das limitações deste tipo de ensaios, constituem uma alternativa mais simples e menos dispendiosa em relação aos ensaios laboratoriais [1][53].

Os ensaios laboratoriais são realizados sobre amostras recolhidas em obra ou provetes executados propositadamente para esse fim e são, muitas vezes, um complemento essencial aos ensaios *in situ*. São normalmente ensaios destrutivos, mas têm a vantagem de fornecer valores quantitativos diretos [1][53].

Classificam-se como ensaios destrutivos todos aqueles em que o elemento submetido ao ensaio pode, ou não, ficar inutilizado, após a realização do mesmo, e que provoca sempre alterações permanentes das propriedades físicas, químicas, mecânicas ou dimensionais do elemento. Estes tipos de ensaios são, na sua maioria, ensaios mecânicos [1].

Neste capítulo, sistematizam-se alguns dos métodos para inspeção, ensaio e monitorização de edifícios, bem como para controlo de qualidade da construção e de intervenções. Reúnem-se, assim, informações acerca de alguns métodos correntes de inspeção e ensaio, dos equipamentos necessários, bem como as suas vantagens e desvantagens.

3.2. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

3.2.1. INSPEÇÃO VISUAL

A inspeção visual é o primeiro passo necessário na avaliação inicial de uma estrutura ou componente, de maneira a adquirir um conhecimento geral sobre as condições da mesma. A realização de uma análise visual é essencial para a deteção, identificação e avaliação da importância das anomalias, de maneira a dar apoio à realização de um diagnóstico adequado, quando a situação exige meios complementares de diagnóstico. No entanto, em casos mais simples, a inspeção visual permite, só por si, realizar o diagnóstico, baseado na experiência e intuição do técnico [55][56].

Neste tipo de inspeção, devem ser abrangidos todos os aspetos que possam ser relevantes, como local de implantação da estrutura, tipo de estrutura envolvente e devendo ser verificadas, classificadas e assinaladas todas as anomalias detetadas na estrutura. Este procedimento deve ser complementado com fotografias e vídeos de aspetos que se considerem importantes para a realização e justificação do diagnóstico [53][56].

3.2.2. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

Existem vários métodos para o estudo da profundidade de carbonatação de materiais cimentícios, mas a utilização de indicadores ácido-base, não sendo a mais exata, é a mais económica, simples e adequada para utilização *in situ*. Um dos indicadores mais utilizados é a fenolftaleína que passa de incolor para uma tonalidade carmim, quando o nível de pH do betão é superior a um valor próximo de 9 [1][22][38][57][58].

Este ensaio químico não destrutivo permite determinar, de forma expedita, a profundidade de carbonatação do betão (Figura 23) através da análise da sua alcalinidade, recorrendo à utilização de uma solução alcoólica de fenolftaleína, normalmente constituída por 0.1% de fenolftaleína diluída em álcool (70%vol), de acordo com a norma EN 14630:2006 “Products and systems for the protection and repair of concrete structures Test methods Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method” [1][37][59].

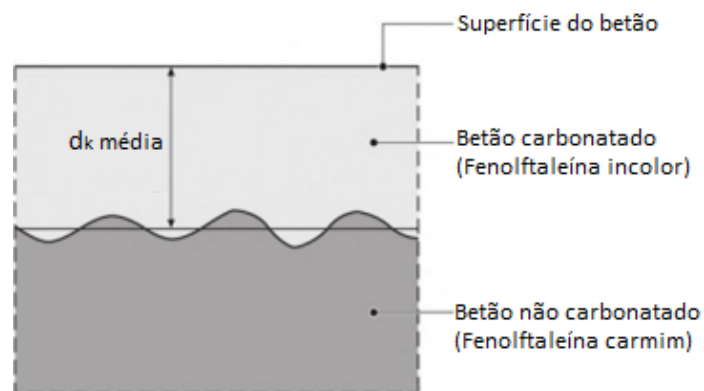


Figura 23 – Profundidade de carbonatação média (d_k média) do betão (adaptado de [59])

O ensaio consiste, basicamente, na execução de um furo na zona em que se pretende avaliar a profundidade de carbonatação, com recurso a um berbequim. Esse furo realizado de forma faseada, alternando com a aplicação da solução de fenolftaleína, permite distinguir o fim da camada superficial do betão que se encontra carbonatada, assim que a solução de fenolftaleína atinja uma coloração violeta em contacto com o betão (Figura 24), indicando que o betão possui a essa profundidade um pH igual ou superior a 9 podendo-se considerar, assim, que não se encontra carbonatado [1][22][38][59].

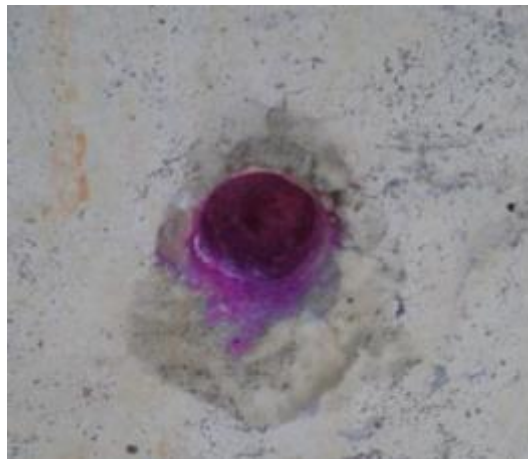


Figura 24 – Ensaio para determinação da profundidade de carbonatação

3.2.3. DETERMINAÇÃO DO TEOR DE CLORETOS

Este ensaio não destrutivo é realizado com amostras de betão em pó recolhidas, através de furos executados a diferentes profundidades no elemento de betão a ensaiar (Figura 25).

Para a realização deste ensaio, é necessário um eléctrodo seletivo de cloretos, um aparelho eletrónico de leitura (Figura 26), balança de precisão para pesar as amostras e soluções padrão com teor de cloretos conhecido (0,005%; 0,02%; 0,05%; 0,2% e 0,5%).

Inicia-se o procedimento introduzindo o eléctrodo seletivo de cloretos nos recipientes com as cinco soluções padrão e assim determina-se as tensões (em mV) correspondentes a essas concentrações. Esses dados são marcados num gráfico, no eixo das ordenadas com escala logarítmica as concentrações de cloretos, e no eixo das abcissas em escala natural as tensões (mV). Esses cinco pontos de cada solução padrão permitem traçar uma reta de regressão que será usada para determinar o teor de cloretos presentes nas amostras a ensaiar.

As amostras de pó de betão recolhidas a diferentes profundidades dissolvem-se separadamente numa solução de ácido nítrico de forma a digerir o betão. Volta-se a repetir o processo de medição como realizado nas soluções padrão, mas neste caso nas soluções com as amostras de betão dissolvidas. Regista-se para cada amostra/solução as tensões (em mV) e depois utiliza-se a reta de regressão para determinar a concentração de iões cloreto correspondente [1].



Figura 25 – Extração de amostra de betão para determinação do teor de iões cloreto

O conhecimento do teor de iões cloreto permite avaliar a necessidade de intervenções nas estruturas, de modo prolongar a sua vida útil, bem como verificar se os materiais empregues em construções novas possuem boas condições de durabilidade. Um perfil de cloretos uniforme em profundidade identifica uma origem intrínseca dos cloretos, por exemplo através da utilização de agregados contendo cloretos. Um perfil de cloretos crescente em profundidade representa uma origem extrínseca, normalmente através dos iões cloreto existentes na água do mar e que são transportados pelo ar depositando-se nas estruturas dos edifícios [1][60].

O ensaio para a determinação do teor de cloretos no betão é definido pela norma EN 14629:2007 “Products and systems for the protection and repair of concrete structures Test methods Determination of chloride content in hardened concrete”, sendo que a norma NP EN 206-1:2007 “Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade” estipula o teor de cloretos máximo (Tabela 1), relativamente à massa de cimento, de acordo com o tipo de utilização e classe de exposição ambiental do betão (Anexo 1) [1]. Como os limites da norma são em relação à massa de cimento, é necessário conhecer a dosagem do mesmo, para uma determinada massa volúmica de betão.



Figura 26 – Multímetro da marca German Instruments, modelo HI 8424 existente no DEC

3.2.4. ENSAIO DE ULTRASSONS

O ensaio de ultrassons no betão permite a determinação da velocidade de propagação de um impulso de forma não destrutiva, entre dois pontos, um transdutor emissor e um recetor. Os ultrassons correspondem a frequências muito altas, acima de 20 kHz, inaudíveis ao ouvido humano e a velocidade de propagação dos impulsos ultrassónicos num dado material depende das respetivas características, como a sua resistência mecânica, rigidez e densidade [1][61][62].

O ensaio de ultrassons é um ensaio não destrutivo e pode ser realizado de diferentes formas, nomeadamente pelo método direto, semidireto e indireto, consoante a posição em que se aplicam os transdutores (Figura 27). O método direto embora seja o mais fiável nem sempre é exequível devido à configuração do elemento/estrutura a analisar, pelo que usualmente o método semidireto e indireto são os mais utilizados *in situ*, sendo o método indireto o mais utilizado pela sua facilidade de aplicação na generalidade dos casos. [1][56][62]

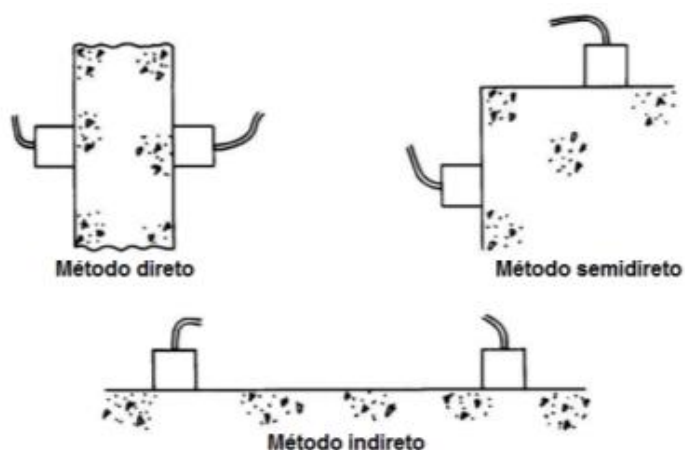


Figura 27 – Modos de disposição dos transdutores (adaptado de [63])

A velocidade de propagação de um impulso ultrassónico num dado material pode ser correlacionada com as características de resistência, uniformidade e qualidade do material, além de permitir a deteção de fendilhação, delaminação ou outras imperfeições do betão [1][56][62][64][65].



Figura 28 – Ensaio de ultrassons pelo método semidireto

A determinação da velocidade de propagação dos ultrassons é descrita pela norma NP EN 12504-4 “Ensaio do betão nas estruturas: Determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons”. O equipamento de ultrassons disponível no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Algarve é um aparelho do tipo PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester) (Figura 29).

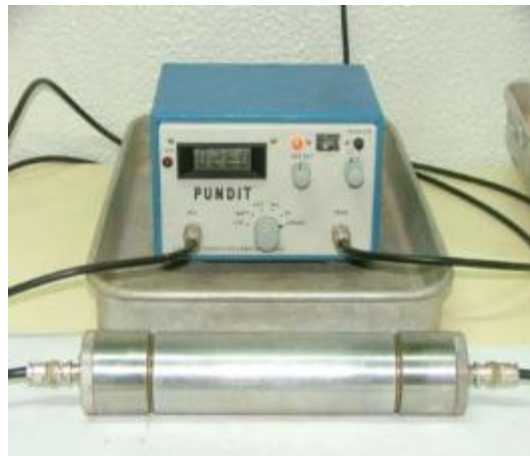


Figura 29 – Aparelho PUNDIT para determinação da velocidade de propagação dos ultrassons

3.2.5. ENSAIO ESCLEROMÉTRICO

O esclerómetro de impacto (Figura 30) conhecido também por martelo de Schmidt, criado pelo Eng.^o suíço Ernest Schmidt, em 1948, mede, de forma simples, rápida e não destrutiva, a dureza superficial do betão *in situ*, através do ressalto do martelo, após o impacto, facultando o valor do índice esclerométrico que permite, indiretamente, estimar a tensão de resistência à compressão do betão ou de argamassas, através de adequadas correlações. A simplicidade e rapidez deste ensaio torna-o num dos ensaios não destrutivos mais utilizados para estimar *in situ* a resistência à compressão e verificar a qualidade e uniformidade do betão, além de possibilitar que em pouco tempo sejam analisadas grandes áreas podendo ser útil para a

definição das áreas para realização de ensaios destrutivos (ex: extração de carotes) [1][54][66].



Figura 30 – Esclerómetro de impacto Digi-Schmidt 2000

O esclerómetro, apesar de fornecer apenas valores representativos da resistência superficial do betão, de uma camada até 5 cm de profundidade, é também útil na avaliação da uniformidade betão e na verificação de um nível mínimo de resistência, permitindo delimitar áreas de qualidade deficiente ou betão deteriorado em qualquer tipo de estrutura. Deverá ter-se em consideração que os valores obtidos são influenciados por diversos fatores tais como as condições da superfície ensaiada, a profundidade de carbonatação e idade do betão [1][59][65][66].

A avaliação da resistência superficial do betão deve ser realizada em conformidade com a norma NP EN 12504-2:2012 “Ensaio do betão nas estruturas: Ensaio não destrutivo Determinação do índice esclerométrico”. O equipamento utilizado neste trabalho foi um esclerómetro de impacto da marca Proceq, modelo Digi-Schmidt 2000 (Figura 30).



Figura 31 – Ensaio esclerométrico

3.2.6. ENSAIO DE ARRANCAMENTO POR TRAÇÃO “PULL-OFF”

Os ensaios de arrancamento por tração direta, também designados por “*pull-off*”, possibilitam *in situ*, de forma relativamente expedita e sem danos significativos do elemento estrutural, determinar a resistência à tração de um material ou da ligação entre diferentes materiais. Além disso, possibilita também, através de correlações empíricas, estimar a resistência à compressão do betão [1][65].

Neste ensaio, é utilizado um equipamento de extração com um dinamómetro digital acoplado, para arrancar um disco com 5cm de diâmetro (Figura 32), geralmente de aço, previamente colado na superfície do material a ensaiar com uma cola com características mecânicas adequadas para que a rotura ocorra pelo betão e não pelo material de colagem. Este ensaio é relativamente fácil de executar, mas exige uma realização faseada, devido ao facto de só se poder realizar o ensaio após a colagem dos discos e de a cola se encontrar completamente seca [1][54][65].



Figura 32 – Discos metálicos após ensaio pull-off

A norma para a realização do ensaio de tração direta é a NP EN 12504-3 “Ensaio do betão nas estruturas: Determinação da força de arranque”. O equipamento utilizado neste trabalho foi um equipamento da marca Proceq modelo DYNA Z16 (Figura 33).



Figura 33 – Equipamento para ensaio de arrancamento DYNA Z16

3.2.7. MEDIÇÃO DA ABERTURA DE FISSURAS E FENDAS

Para realizar a leitura de fissuras e fendas, existem vários tipos de aparelhos disponíveis. No caso de ser necessária uma leitura expedita, são, normalmente, utilizados o comparador de fissuras e o fissurómetro microscópico (Figura 35) que servem de complemento ao fissurómetro (Figura 34) que permite apenas medir os movimentos relativos que se verificam num determinado ponto das fissuras e/ou fendas [1][53].



Figura 34 – Fissurómetro [1]

O comparador de fissuras e o fissurómetro microscópico (Figura 35) permitem medir, com maior ou menor rigor, a abertura de fissuras e/ou fendas. O primeiro consiste em vários traços de diferentes espessuras assinaladas num material transparente, permitindo, assim, a sobreposição desses traços sobre as fissuras ou fendas e, assim, fazer uma comparação visual das espessuras. Por sua vez, o fissurómetro microscópico consiste numa lente graduada com focagem e iluminada, possibilitando, a leitura de aberturas entre 0,02 mm e 4 mm. A norma Americana ACI 224.1R-07 “Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures” é um exemplo de uma norma que fornece indicações de como proceder à avaliação de fissuras em estruturas de betão armado [1][59].



Figura 35 – Comparador de fissuras (figura da esquerda); medidor óptico (figura da direita)

3.2.8. AVALIAÇÃO EXPEDITA DA HUMIDADE SUPERFICIAL EM PAREDES

O ensaio para a verificação do teor de humidade superficial em paredes é um ensaio não destrutivo, rápido e de simples execução e possui uma extrema utilidade na avaliação de patologias relacionadas com o excesso de humidade e na determinação das suas causas [53][54].

O aparelho eletrónico utilizado designa-se por humidímetro e pode ter um mostrador digital ou apenas um avisador sonoro (Figura 36). Neste ensaio, é medida a resistência de um determinado material à passagem de corrente elétrica entre dois elétrodos do aparelho, sendo que as leituras devem ser realizadas numa malha previamente marcada na superfície a analisar e o comprimento dos elétrodos deve ser adequado a cada situação, de maneira a que as leituras não sejam influenciadas por eventuais revestimentos existentes nas paredes [1].



Figura 36 – Humidímetro digital (figura da esquerda); Humidímetro sonoro (figura da direita)

Este aparelho apresenta valores de humidade de relevância comparativa, pois a resistência elétrica, num meio poroso como argamassa ou betão, varia em função do teor de humidade nos poros, tornando possível estabelecer uma correlação [1][67].

A realização deste ensaio é útil para a deteção, de zonas com um elevado teor de humidade ou, caso sejam realizadas avaliações ao longo de um determinado período de tempo, é possível avaliar a evolução da distribuição da humidade na parede, permitindo, por exemplo, analisar o efeito de medidas corretivas entretanto adotadas [1].

3.2.9. CÂMARA TERMOGRÁFICA

A termografia é uma técnica que permite de forma não destrutiva a aquisição e análise da temperatura superficial dos materiais. Baseia-se no princípio de que todos os corpos emitem radiação térmica infravermelha, que é determinada por dois parâmetros, o calor específico e a condutibilidade térmica do material, levando a que diferentes materiais absorvam e conduzam, de forma distinta, o calor, ou seja, atinjam diferentes temperaturas, quando submetidos à mesma ação térmica [1][56].

Este aparelho proporciona uma técnica instantânea de visualização das diferentes temperaturas dos materiais, o que permite detetar e caracterizar as heterogeneidades não visíveis de paredes ou outros elementos, detetar e localizar infiltrações, deficiências de isolamento térmico, localizar tubagens ou elementos contidos em paredes, detetar vazios, entre outros. Este método é, no entanto, sensível às condições de temperatura e humidade ambientais [1][68].

O equipamento consiste numa câmara sensível à radiação infravermelha, designada por câmara termográfica, obtendo precisões até à décima de grau centígrado. As diferentes temperaturas são representadas por uma escala de cores na imagem do objeto alvo de estudo [1][68].

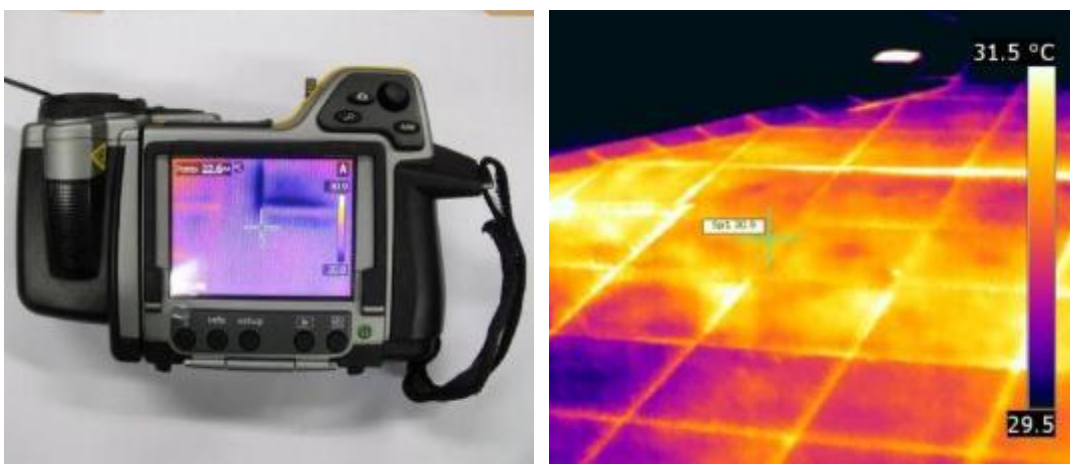


Figura 37 – Câmara termográfica (figura da esquerda); imagem termográfica de um pavimento (figura da direita)

Os princípios para a realização de um levantamento termográfico podem ser encontrados na norma EN 1767:1999 “Products and systems for the protection and repair of concrete structures Test methods Infrared analysis” ou DIN 54190-1 “Non-destructive testing - Thermographic testing - Part 1: General principles” [1].

O equipamento termográfico existente no DEC é uma câmara da marca “FLIR SYSTEMS”, modelo “B335”, que consegue detetar temperaturas entre -20°C e +120°C com uma precisão de $\pm 2^{\circ}\text{C}$.

3.2.10. DETEÇÃO DE ARMADURAS

O equipamento portátil, denominado por pacómetro (Figura 38) permite executar um ensaio não destrutivo para deteção do posicionamento e direção das armaduras, o seu diâmetro, assim como a espessura do recobrimento [1].

O conhecimento da espessura do recobrimento das armaduras permite avaliar a proteção das armaduras contra a corrosão, a estabilidade do sistema estrutural ao fogo e também avaliar as armaduras existentes nos elementos de betão armado, que poderá ser útil por exemplo no caso não ser possível a consulta do projeto de estabilidade [1].

A deteção é feita por alterações provocadas no campo eletromagnético gerado pelas sondas do equipamento que são sensíveis aos varões paralelos ao seu eixo longitudinal, por esta razão, devem ser efetuadas as medições paralelas às barras, movendo a sonda lateralmente em relação ao sentido das barras. O aparelho possui dois tipos de alcance de medições, um curto e outro longo. O curto é mais preciso e é utilizado na maioria das vezes. O longo é utilizado, quando a distância de recobrimento é muito elevada relativamente ao diâmetro dos varões, mas tem a desvantagem de ter menor precisão na deteção da profundidade e do diâmetro dos varões. As limitações deste tipo de aparelho consistem na dificuldade em obter leituras em zonas com grande densidade de armaduras, sendo, também, influenciáveis pela presença de outros elementos metálicos na área de ensaio [1].

Existem várias normas específicas para a realização do ensaio de deteção de armaduras. Um exemplo é a norma britânica BS 1881-Parte 204:1988 “Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters”, que aborda ensaios sobre betão, mais especificamente, recomendações para o uso de medidores eletromagnéticos [1].

O equipamento utilizado nas peritagens técnicas realizadas foi um pacómetro da marca “PROCEQ”, modelo “PROFOMETER 5” que permite verificar qual o diâmetro do varão até uma profundidade de recobrimento de 70mm e, a partir dessa profundidade, até aos 130mm, permite detetar armaduras, embora não seja possível determinar o seu diâmetro.



Figura 38 – Pacómetro (figura da esquerda); deteção de armaduras (figura da direita)

3.3. ENSAIOS DESTRUTIVOS

3.3.1. EXTRAÇÃO DE CAROTES

Este procedimento destrutivo (Figura 40) permite obter amostras do betão aplicado nas estruturas, possibilitando, posteriormente, a realização de diversos tipos de ensaios, sendo que a determinação das características de resistência à compressão do betão é o ensaio mais usual, visto o ensaio de carotes ser o método mais fiável para a obtenção da resistência do betão colocado em obra. Neste procedimento, é utilizado um equipamento denominado por caroteadora (Figura 39) composto por um motor e uma coroa diamantada. Deverá ser tido em

conta que a extração de carotes provoca sujidade (água e pó) e os locais de extração requerem frequentemente uma reparação posterior [1].



Figura 39 – Caroteadora em utilização

A extração de vários carotes pode, no entanto, tornar-se um procedimento muito dispendioso e intrusivo para a estrutura. Deste modo, a extração de carotes e a sua caracterização mecânica é, normalmente, complementada com alguns ensaios expeditos e não destrutivos, como o ensaio esclerométrico, ultrassons ou ensaio de arrancamento *pull-off* possibilitando uma correlação de valores entre os obtidos no local de extração e os outros locais do elemento de betão, onde não se realizou a extração de carotes [1].



Figura 40 – Local de extração de carote (figura da esquerda); carotes (figura da direita)

O local de extração deve ser selecionado com o auxílio de um detetor de armaduras para que a extração não as atinja. Depois, as carotes são identificadas, examinadas e preparadas por desgaste para ensaio à compressão numa prensa de ensaio, segundo os procedimentos da norma NP EN 12504-1:2009 “Ensaio do betão nas estruturas Parte 1: Carotes Extração, exame e ensaio à compressão” [1].

3.3.2. DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão é a característica mecânica mais importante do betão, pois nas estruturas de betão armado o papel do betão é resistir às tensões de compressão, enquanto as armaduras resistem às tensões de tração [9].

Neste ensaio destrutivo, é utilizada uma prensa de ensaio (Figura 41) que submete em provetes normalizados uma força uniaxial de compressão até à sua rotura. Os provetes podem ser cubos, prismas ou cilindros fabricados propositadamente para o efeito ou carotes extraídas de estruturas existentes (Capítulo 3.3.1) [1][69].



Figura 41 – Prensa de ensaio à compressão

A determinação da resistência mecânica do betão é de extrema importância para o controlo da qualidade do mesmo e para a avaliação da capacidade estrutural das construções, além de, no caso do ensaio de carotes, permitir verificar se o betão preconizado em projeto é realmente o utilizado em obra [1][9].

O processo para a determinação das características de resistência à compressão de provetes de betão está normalizado por diferentes normas (Tabela 2) que definem, desde as características das máquinas de ensaio, a forma e cura dos provetes, extração de carotes, além do procedimento de ensaio [1][69].

Tabela 2 – Normas para a determinação das características de resistência à compressão de provetes [1][69]

NP EN 12390-1:2012	Ensaio do betão endurecido; Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes
NP EN 12390-2:2009	Ensaio do betão endurecido; Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica
NP EN 12390-3:2011	Ensaio do betão endurecido; Parte 3: Resistência à compressão de provetes
NP EN 12390-4:2003	Ensaio do betão endurecido; Parte 4: Resistência à compressão - Características das máquinas de ensaio
NP EN 12504-1:2009	Ensaio do betão nas estruturas; Parte 1: Carotes; Extração, exame e ensaio à compressão

4. SISTEMAS DE REPARAÇÃO E PROTEÇÃO

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo, apresentam-se algumas das técnicas e sistemas de reparação e proteção referentes à degradação do betão e à corrosão de armaduras que se consideram mais relevantes, no sentido de aumentar o tempo de serviço das estruturas.

Estas técnicas e sistemas estão identificados na parte 9 da norma NP EN 1504:2009 “produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão” que será abordada neste capítulo. Estas soluções, aqui apresentadas individualmente, podem ser combinadas, para tal, será sempre necessário tomar precauções para que essa ação combinada de diferentes métodos não implique outros danos nas estruturas [34].

4.2. NORMA NP EN 1504

O baixo nível organizacional e técnico da maioria das empresas de construção e a ausência de qualificação dos seus recursos humanos não é compatível com o grau de exigência de um vasto conjunto de intervenções de reabilitação. Se a construção nova que emprega produtos e tecnologias correntes já apresenta as falhas de qualidade e durabilidade que são hoje conhecidas, é fácil antever os problemas que surgirão se as intervenções de reabilitação que utilizam produtos e tecnologias específicas forem entregues a executantes com a mesma falta de qualificação [70].

Esta realidade levou ao surgimento de normalização específica, de forma a regular o mercado da reabilitação. Deste modo, a criação da norma NP EN 1504:2009 veio definir produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão [7].

A norma NP EN 1504:2009 proporciona uma abordagem sistemática dos princípios e métodos de reparação e proteção de estruturas de betão, através da seleção de produtos adequados e controlo de qualidade. Esta abordagem fornece uma excelente base para compreender e conceber trabalhos de reparação e/ou proteção, abrangendo todos os aspetos relacionados com esses trabalhos, entre eles [8][59][71]:

- Definições e princípios de reparação;
- A necessidade de diagnósticos precisos das causas da deterioração antes da definição do método para reparação;
- Requisitos de desempenho dos produtos e métodos de ensaio;
- Métodos de aplicação e controlo de qualidade.

Nesta norma, os princípios de proteção e reparação são baseados em princípios químicos, eletroquímicos ou físicos que podem ser utilizados para prevenir ou estabilizar a deterioração do betão, a corrosão eletroquímica na superfície do aço ou para reforçar a estrutura de betão [8].

No entanto, cada projeto é distinto, o que cria a necessidade de uma ponderação, de forma a ajustar a norma a cada situação de reparação ou reforço [7].

A norma NP EN 1504:2009 está dividida em 10 partes, com o intuito de organizar todo o processo e, em cada parte, é apresentado um assunto específico. A parte 1 descreve os termos e definições gerais compreendidos na norma. Da parte 2 à 7 são apresentadas as propriedades mais importantes dos diferentes produtos e sistemas. As partes 8 e 10 descrevem a avaliação de conformidade da aplicação de controlo de qualidade [8]. A referir que, a parte 9 desta norma é de reconhecida importância, pois define os princípios gerais para a utilização de produtos e sistemas na reparação e proteção de estruturas de betão:

- Parte 1: Definições
- Parte 2: Sistemas de proteção superficial
- Parte 3: Reparação estrutural e não estrutural
- Parte 4: Ligação estrutural
- Parte 5: Injeções em betão
- Parte 6: Produtos para ancoragens
- Parte 7: Proteção de armaduras contra a corrosão: revestimentos para armaduras
- Parte 8: Controlo de qualidade e critérios de conformidade
- Parte 9: Princípios gerais para a utilização de materiais e sistemas de reparação
- Parte 10: Aplicação de produtos e sistemas, e controlo de qualidade dos trabalhos

Na parte 9 são definidas as seguintes etapas-chave [8]:

- Determinação das condições da estrutura;
- Identificação das causas da deterioração;
- Decisão sobre as opções para a proteção e reparação;
- Seleção do(s) princípio(s) apropriados para a proteção e a reparação;
- Seleção dos métodos;
- Definição das propriedades dos produtos e sistemas;
- Especificação dos requisitos para a manutenção após a proteção e a reparação.

No total, a norma define 37 métodos de reparação e proteção de estruturas de betão que estão relacionados com a degradação do betão e a corrosão das armaduras. Esses métodos estão agrupados em 11 princípios de reparação [8]:

1. Proteção contra o ingresso;
2. Controlo de humidade;
3. Reparação do betão;
4. Reforço estrutural;
5. Resistência física;
6. Resistência química;
7. Preservação ou restauração da passividade;
8. Aumento da resistividade;
9. Controlo catódico;
10. Proteção catódica;
11. Controlo de áreas anódicas.

Os princípios do 1º ao 6º referem-se a métodos para proteção e reparação do betão e os princípios desde o 7º até ao 11º referem-se à corrosão de armaduras. Estes produtos e sistemas apresentados na Parte 9 são especificados nas outras partes da norma ou em outras Normas Europeias [8].

Segundo esta norma, a escolha da ação adequada para reparação de estruturas pressupõe as seguintes opções de gestão [8]:

- Não fazer nada, mas monitorizar;
- Reanalisar a capacidade da estrutura, podendo conduzir a uma alteração de funcionamento;
- Prevenir ou reduzir outras deteriorações;
- Reforçar ou reparar e proteger toda ou parte da estrutura de betão;
- Reconstituir ou substituir toda ou parte da estrutura de betão;
- Demolir toda ou parte da estrutura de betão.

A escolha da estratégia de gestão deverá ter em conta diversos fatores, não só relacionados com a vertente técnica, mas também fatores económicos, funcionais, ambientais e requisitos do proprietário relativo à estrutura [8].

4.3. REPARAÇÃO DO BETÃO DETERIORADO POR CORROSÃO DE ARMADURAS

Previamente à definição do método de reparação deve ser realizado um diagnóstico preciso das causas da deterioração. Como já referido neste trabalho, as causas mais usuais para a existência de corrosão nas armaduras do betão armado são a carbonatação do betão (Capítulo 2.3.2) e a contaminação do mesmo com iões cloreto (Capítulo 2.3.3), podendo estas causas existir em simultâneo, o que promove ainda mais a corrosão das armaduras.

Neste tipo de casos, o sistema convencional de reparação do betão armado consiste em reparações localizadas e passa pela remoção de todo o betão contaminado, seja por carbonatação, seja por excesso de iões cloreto conforme os limites estipulados na norma NP EN 206-1:2007 "Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade" em função da classe de exposição ambiental (Tabela 1). Após a definição das áreas de betão contaminado a reparar, deve proceder-se à remoção desse betão contaminado em toda periferia dos varões das armaduras num raio de pelo menos 20 mm a toda à volta dos varões. O passo seguinte passa pela preparação e limpeza da superfície do betão, através de métodos mecânicos adequados, de forma a apresentar-se isenta de poeiras ou outras partículas que dificultem a aderência ou penetração dos produtos de reparação.

No caso das armaduras se apresentarem deterioradas os varões também devem ser limpos, de forma a remover todos os produtos da corrosão e deve ser aplicado um produto para proteção das armaduras. Caso se verifique uma redução da secção das armaduras superior a 20%, estas deverão ser reforçadas.

Na norma NP EN 1504-9, a proteção das armaduras corresponde ao princípio 11, controlo de áreas anódicas, possibilitando a utilização de produtos de revestimento das armaduras (Figura 42) ativos ou de barreira que se apresentem em conformidade com os requisitos da norma NP EN 1504-7 – Proteção contra a corrosão das armaduras.

Os revestimentos ativos são, normalmente, produtos de base cimentícia que contêm cimento Portland ou pigmentos electroquimicamente ativos e podem funcionar como inibidores de corrosão ou proporcionar proteção catódica localizada. O cimento Portland é considerado um pigmento ativo, devido à sua elevada alcalinidade. De acordo com a norma NP EN 1504-10, que contém informação sobre a aplicação dos produtos e o controlo da qualidade dos trabalhos, quando se pretendem aplicar revestimentos ativos as armaduras devem ser decapadas com um grau Sa2, segundo a nomenclatura da EN ISO 8501-1, denominado por limpeza por jato abrasivo intenso [71].

Os revestimentos de barreira isolam a armadura da água proveniente dos poros da matriz cimentícia envolvente e são, normalmente, produtos de base polimérica. Segundo a NP EN 1504-10, para a aplicação de revestimentos barreira as armaduras devem ser decapadas com um grau Sa2^{1/2}, segundo a nomenclatura da EN ISO 8501-1, denominado por limpeza por jato abrasivo a fundo [71].

Estes produtos, além da função protetora das armaduras, possuem, também, normalmente, características que promovem a aderência dos produtos para reparação do betão. Existem no mercado diversos produtos deste tipo, dos quais podemos destacar o "Mapefer 1K" da Mapei (Anexo 5) ou o "Sika MonoTop-910 S" da Sika.



Figura 42 – Aplicação de revestimento protetor anticorrosivo em armaduras [72]

Uma vez concluída a proteção das armaduras, segue-se a restauração do betão (Figura 43), que diz respeito ao princípio 3 da norma NP EN 1504-9 e passa pela aplicação de argamassas ou betão em conformidade com a NP EN 1504-3 – Reparação estrutural e não-estrutural de betão, garantindo sempre, o recobrimento mínimo regulamentar. Estas argamassas de reparação podem possuir características especiais, como baixa permeabilidade aos cloretos, inibidores de corrosão, alta resistência mecânica, resistência aos sulfatos, entre outros. Um exemplo deste tipo de argamassas é a “Mapegrout Tissotropico” da Mapei (Anexo 6) ou “Sika Monotop-612” da Sika.



Figura 43 – Aplicação de argamassa para restauração do betão após proteção das armaduras [72]

O acabamento dos elementos reparados passa pela aplicação de uma argamassa fina de regularização/nivelamento e pintura, que pode possuir ou não características protetoras, relativamente ao betão. Estas pinturas podem possuir propriedades anti-carbonatação do betão e elevada impermeabilidade aos cloretos, enquadrando-se na norma NP EN 1504-3 – Sistemas de proteção superficial de betão, e cumprindo o Princípio 1 “Proteção contra o ingresso” e o Princípio 2 “Controlo da humidade”.

Cada fabricante possui, normalmente, os seus produtos para reparação do betão armado, estruturados num sistema, desde a proteção de armaduras até ao produto para pintura de acabamento, daí recomendar-se a concordância nos produtos escolhidos, utilizando produtos

do mesmo fabricante, pois os fabricantes podem não garantir a compatibilidade dos seus produtos com os de empresas concorrentes.

No caso do betão de um elemento ou estrutura se encontrar completamente carbonatado ou contaminado por iões cloreto, num teor superior aos limites definidos pela norma NP EN 206-1:2007 (Tabela 1), quer por cloretos de origem extrínseca ou intrínseca (2.3.3), forçará a que todo o betão em torno das armaduras seja removido e substituído, no entanto, há que ser ponderada a viabilidade desse tipo intervenção em termos económicos e técnicos.

4.4. IMPREGNANTE ANTICORROSIVO (PRODUTO OSMÓTICO)

Este tipo de produto baseia-se em líquidos para impregnação do betão armado e são aplicados na superfície do betão, migrando, posteriormente, para o seu interior até às armaduras às quais se aderem, protegendo-as da corrosão, prolongando o tempo de vida da estrutura e dos ciclos de manutenção. Este tipo de método está em conformidade com a norma NP EN 1504-9, mais concretamente com o princípio 11, método 11.3 (Aplicação de inibidores de corrosão no ou ao betão)

Este produto pode ser utilizado como medida preventiva ou como medida corretiva, inserido num sistema de reparação e manutenção do betão armado, podendo ser aplicado em zonas onde o aço já se encontra corroído ou em zonas em que o aço está em risco de ser corroído.

As principais características e vantagens deste tipo de produto são [73][74]:

- Redução da corrosão das armaduras por cloretos;
- Redução da corrosão das armaduras por carbonatação do betão;
- Fácil aplicação;
- Não altera o aspeto e a textura do betão;
- Não altera a capacidade de difusão de vapor de água;

A aplicação destes produtos é bastante simples e económica (Figura 44), pois não requer retirar o betão à volta das armaduras para as poder proteger, bastando aplicar o produto na superfície do betão, que deve estar seca e isenta de pinturas antigas, pó ou qualquer outra substância que possa impedir a penetração do produto, de acordo com as indicações dos fabricantes. Este tipo de produtos penetram no betão a uma velocidade compreendida entre 25 e 40 mm por mês.



Figura 44 – Aplicação de produtos impregnantes [75]

No nosso país comercializam-se poucos produtos deste género, no entanto podemos referir o “MasterProtect 8000 CI” da BASF ou o “Sika Ferrogard-903 Plus” da Sika (Anexo 7).

4.5. MÉTODOS DE PROTEÇÃO/REPARAÇÃO ELETROQUÍMICA

Os métodos eletroquímicos constituem um método de reparação/proteção do betão armado bastante eficaz que se baseia na alteração dos potenciais das armaduras através da aplicação de um campo elétrico.

Estes métodos têm a vantagem de evitar a remoção de betão não fissurado ou delaminado, no entanto, podem ter algumas contra-indicações, como originar reações álcalis-agregado, perda de aderência aço/betão e fragilização do aço sob tensão.

Por outro lado, a aplicação destes sistemas deve ser alvo de um rigoroso projeto e planeamento e a sua aplicação só pode ser efetuada por técnicos especializados, devendo ainda o sistema ser monitorizado para avaliar a eficácia e evolução do sistema.

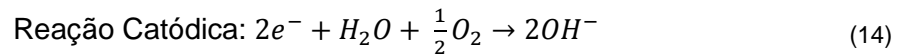
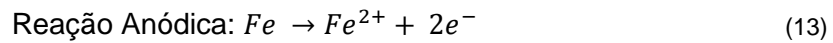
O custo deste tipo de sistemas é bastante elevado, sendo, portanto, necessária uma avaliação sobre se será justificada a sua aplicação face ao investimento inerente.

4.5.1. PROTEÇÃO CATÓDICA

A proteção catódica é uma técnica eletroquímica utilizada nas estruturas de betão armado, como proteção contra a corrosão, quer em estruturas novas, quer em estruturas existentes que requeiram trabalhos de reabilitação, neste último caso, em articulação com outras técnicas de reabilitação.

A corrosão é um fenómeno eletroquímico onde a diferença de potencial no material que tende para uma situação de equilíbrio origina fluxos de eletrões (corrente iónica). Esta corrente

provoca reações de oxidação onde o aço liberta iões (fornece eletrões), chamadas reações anódicas e, reações de redução, na qual são consumidos eletrões, reações catódicas [1][15].



A proteção catódica baseia-se na inversão do potencial do aço para valores eletronegativos para que este adquira um comportamento catódico que diminui a intensidade das reações anódicas e aumenta as reações catódicas. Desta forma, a corrosão do metal é reduzida ou suprimida.

A inversão do potencial do aço consiste no fornecimento de eletrões ao metal que se pretende proteger através da aplicação de ânodos que podem ser de dois tipos, ânodos inertes utilizados em sistemas de corrente imposta ou impressa e ânodos galvânicos (de sacrifício) [34].

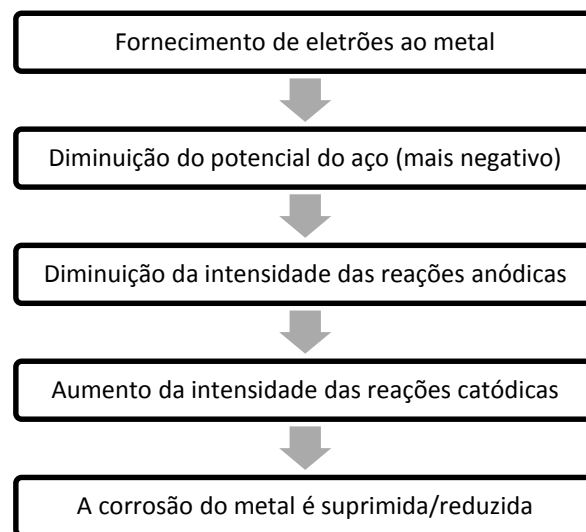


Figura 45 – Princípios do funcionamento da proteção catódica [34]

Os sistemas de proteção catódica por corrente imposta ou impressa utilizam ânodos inertes, ou seja, que não são consumidos. Este sistema utiliza uma fonte de alimentação externa de corrente contínua, sendo que o ânodo é ligado ao polo positivo, enquanto as armaduras (cátodo) no betão são ligadas ao polo negativo, promovendo a produção de iões hidróxido (OH⁻) em todo o desenvolvimento das armaduras, o que proporciona um ambiente alcalino necessário ao restauro ou manutenção da camada passivante, evitando a corrosão das armaduras [76].

A proteção catódica por corrente imposta ou impressa reduz também o conteúdo de cloretos à superfície das armaduras, assim como o ingresso dos mesmos no betão, devido ao facto dos iões cloreto possuírem carga negativa e, por isso, serem repelidos das imediações do cátodo (armaduras), que está ligado ao polo negativo. Como referido anteriormente, deste método resulta a produção de iões hidróxido (OH⁻) que promovem o aumento do pH e,

consequentemente, a restituição e manutenção da passivação das armaduras. O metal mais utilizado neste tipo de ânodos é o titânio ativado, pois possui uma baixa capacidade para a corrosão e, assim, não se consome ao longo do tempo [31][76][77].

Nos sistemas de proteção catódica por ânodos galvânicos ou de sacrifício, não é necessária uma fonte de energia externa. Neste caso, os ânodos são ligados diretamente às armaduras e são constituídos por metal menos nobre do que o aço das armaduras (Figura 2), originando, assim, uma corrente elétrica, devido à diferença de potencial entre os dois metais. Essa corrente elétrica faz com que as reações anódicas ocorram nos ânodos de sacrifício, ou seja, a corrosão dá-se nos ânodos, preservando as armaduras [34][77]. Um exemplo deste tipo de sistema de proteção catódica por ânodos sacrifício é o “Mapeshield I” da Mapei (Anexo 8).

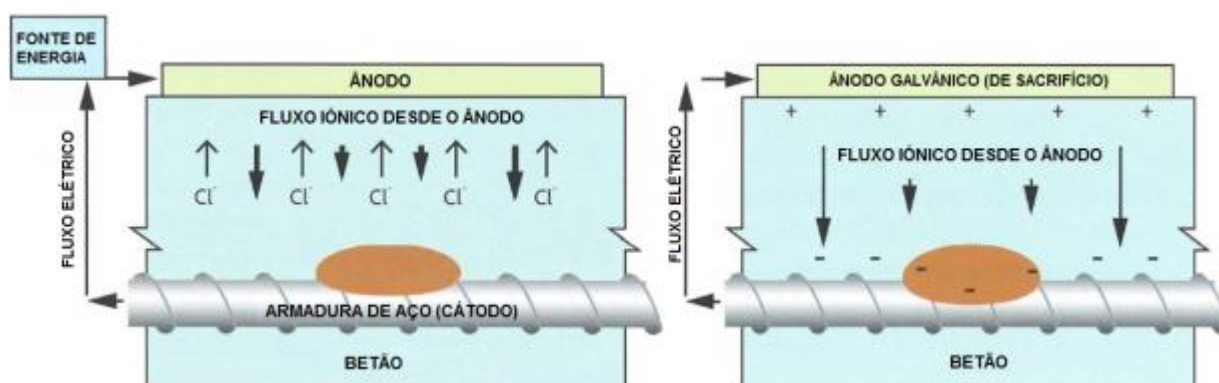


Figura 46 – Proteção catódica por corrente imposta e proteção galvânica (ânodo sacrifício) [78]

O metal normalmente utilizado nos ânodos de sacrifício é o zinco e a sua duração é conforme o tipo de ânodo adotado. Existem no mercado ânodos com períodos de vida útil entre os 10 e 20 anos, que corresponde ao período necessário para que o material dos ânodos seja completamente consumido (corroído) [31].



Figura 47 – Pormenor da aplicação de um ânodo de sacrifício numa estrutura existente [79]

A proteção catódica é um método muito utilizado em estruturas contaminadas por cloretos, pois, como apresentado, o sistema de corrente impressa reduz a presença de íões cloreto em volta das armaduras e diminui o seu ingresso no betão.

Em algumas situações em que o betão se encontre carbonatado, pode ser inviável aplicar a proteção catódica, pois a carbonatação do betão diminui a sua resistividade (capacidade de distribuição de corrente) e, neste método, é necessário que o betão funcione como eletrólito (condutor de corrente). Normalmente, nestes casos, opta-se por outros métodos eletroquímicos como a realcalinização (Capítulo 4.5.2) [80].

Este método de proteção é referido na NP EN 1504-9, princípio 10, e é especialmente utilizado em estruturas localizadas em ambientes agressivos, como é o caso das zonas marítimas, permitindo, assim, o aumento da durabilidade das estruturas. A metodologia do sistema de proteção catódica no betão armado encontra-se descrita na norma europeia EN 12696:2012 “Cathodic protection of steel in concrete” [80].

4.5.2. REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA

A realcalinização é um método eletroquímico não destrutivo que permite a repassivação das armaduras do betão armado. É um método semelhante à proteção catódica por corrente imposta e é indicado quando a passividade das armaduras foi comprometida, devido à carbonatação do betão [81].

Este método consiste na aplicação temporária de um campo elétrico entre as armaduras e um ânodo externo inserido num eletrólito (substância de elevada capacidade de transmissão de corrente elétrica) alcalino aplicado na superfície do betão, podendo normalmente ser aplicado entre alguns dias até 3 semanas. Como ânodos são utilizados normalmente malhas de aço (consumido ao longo do tempo) ou malhas de titânio ativado (ânodo inerte). Como eletrólito alcalino é comum a utilização de carbonato de sódio (Na_2CO_3), carbonato de potássio (K_2CO_3) ou hidróxido de lítio (LiOH) [81]. O eletrólito é, por sua vez, suportado na superfície do betão por outros materiais próprios, como, por exemplo, pasta de fibras de celulose, mantas de feltro ou tanques [81].

Tal como a proteção catódica, as armaduras são ligadas ao polo negativo da fonte elétrica, funcionando como cátodo, formando um campo magnético com o ânodo externo [81].

Durante o processo, a solução alcalina do eletrólito é transportada para o interior do betão carbonatado pelo efeito da eletro-osmose que, conjuntamente com outros processos, como a migração iónica, difusão e absorção por capilaridade fazem com que o betão aumente a sua alcalinidade do exterior para o interior. Além desses processos, e como já explicado no capítulo da proteção catódica, as reações catódicas ao nível das armaduras promovem a formação de iões hidróxido (OH^-), aumentando, assim, o pH na zona das armaduras, resultando na sua passivação [31][81].

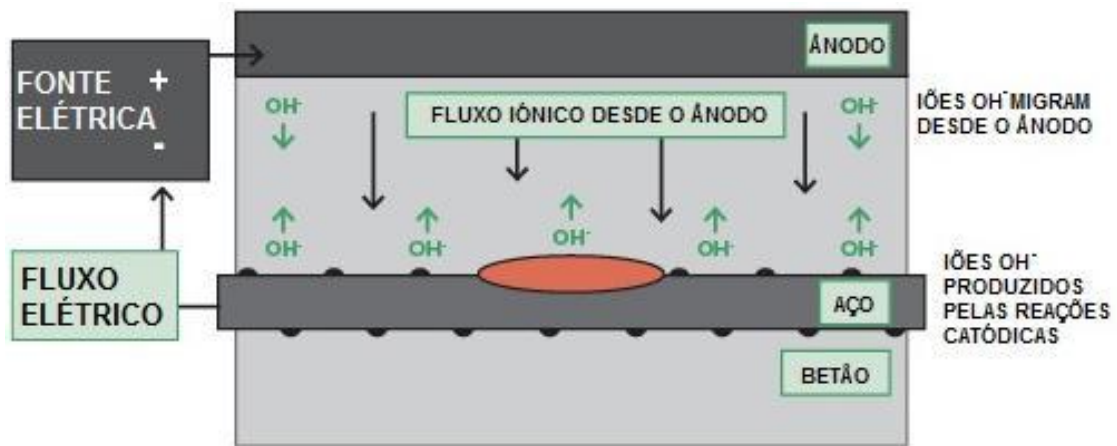


Figura 48 – Funcionamento do sistema de realcalinização (adaptado de [82])

A realcalinização é referida como técnica de preservação ou restauração da passividade, no princípio 7 da NP EN 1504-9, e é regulado pela norma EN 14038-1:2016 “Electrochemical realkalization and chloride extraction treatments for reinforced concrete - Part 1: Realkalization”.

4.5.3. DESSALINIZAÇÃO

A dessalinização ou extração eletroquímica de cloretos é um método preventivo e corretivo que tem como objetivo a passivação das armaduras e o tratamento do betão por extração eletroquímica dos iões cloreto. O processo baseia-se, tal como os métodos eletroquímicos referidos anteriormente, na aplicação de um campo elétrico entre as armaduras no interior do betão e um ânodo, neste caso exterior, que consiste em malhas de aço (ânodo consumido ao longo do tempo) ou malhas de titânio ativado (ânodo inerte). As reações eletroquímicas principais neste método são a eletrólise e a migração iónica [31].

Este método é idêntico à proteção catódica por corrente impressa, as armaduras (cátodo) são ligadas ao polo negativo e o ânodo é ligado ao polo positivo. O ânodo é embebido numa solução eletrolítica (solução de elevada capacidade de transmissão de corrente elétrica), aplicada na superfície do betão que permite, através de processos eletroquímicos, a extração dos iões cloreto que se depositam na solução eletrolítica ou são libertados sob a forma gasosa [81].

A solução eletrolítica é constituída normalmente por água corrente, hidróxido de sódio ou borato de lítio. O eletrólito é, por sua vez, suportado na superfície do betão por outros materiais próprios, como por exemplo, pasta de fibras de celulose, mantas de feltro ou tanques. As reações verificadas no ânodo variam conforme a solução eletroquímica utilizada, mas passam pela produção de iões de hidrogénio que, depois, reagem e formam compostos com os iões cloreto [31][81].

A aplicação deste método é temporária até que o agente agressor, os iões cloreto, sejam extraídos do betão, ao mesmo tempo que é restaurada a passividade das armaduras, devido

à formação de iões hidróxido (OH^-), nas reações catódicas que aumentam a alcalinidade do betão em torno das armaduras [31][81].

As vantagens da dessalinização em relação à proteção catódica por corrente impressa, que também permite a extração dos iões cloreto, são que a dessalinização é um sistema de aplicação temporária e pouco intrusivo, que não altera a aparência da estrutura a tratar, tornando-se, assim, um método indicado para estruturas de elevado valor estético e arquitetónico [31].

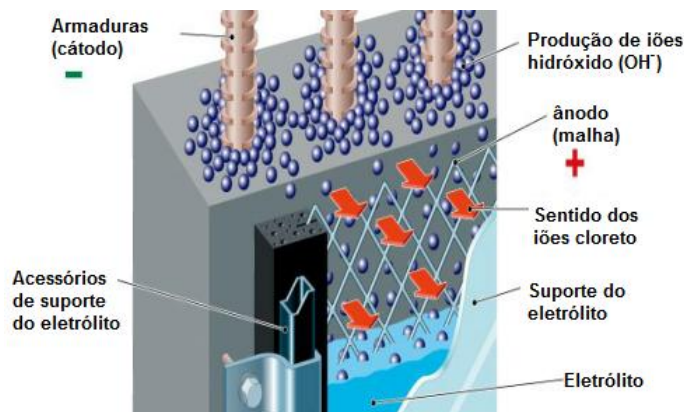


Figura 49 – Pormenor de um sistema de dessalinização [78]

A duração do tratamento varia, de acordo com diversos fatores, como a concentração de iões cloreto presentes no betão, bem como a distribuição da corrente no betão, sendo normal que o tempo de tratamento varie entre 2 a 8 semanas. A eficácia do método pode ser verificada pela extração de amostras do betão, de forma a poder analisar o teor de cloretos existente [81].

A dessalinização é um método que se enquadra no princípio 7 “Preservação ou restauração da passividade” da norma NP EN 1504-9, sendo o método regido pela norma CEN/TS 14038-2:2011 “Electrochemical re-alkalization and chloride extraction treatments for reinforced concrete. Chloride extraction”.

5. CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIOS INDIRETOS E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PROVETES

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Embora este trabalho se centre na análise de patologia construtiva em edifícios, achou-se por bem, desenvolver correlações que permitam estimar, de forma expedita e pouco dispendiosa, a resistência à compressão do betão, e desta forma permitir despistar, com grande certeza, que as anomalias como fissuração e delaminação, entre outras, não são de origem estrutural (mecânica) mas sim de origem química.

A metodologia correta e fiável de avaliação da resistência à compressão do betão nas construções é a extração de carotes para ensaio. Este procedimento destrutivo requer uma análise prévia da estrutura, de modo a identificar os locais onde seja exequível a extração de carotes e que, ao mesmo tempo, não afete os elementos de betão armado. Deverá, também, ser tida em conta a sujidade (água e pó) inerente ao processo de extração. Deste modo, o número de carotes extraídos deverá ser sempre o mínimo possível para que a estrutura não seja afetada e o custo associado à extração e ao seu ensaio seja também reduzido, mas que, no entanto, ofereça garantias de uma correta caracterização da resistência do elemento ou da estrutura, tendo sempre em conta o preconizado pela norma NP EN 13791:2008 “Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos prefabricados” que define o ensaio de pelo menos duas carotes para a caracterização da resistência do betão. Em edifícios de elevado valor patrimonial, estas reflexões são ainda mais pertinentes.

Neste capítulo, pretende-se assim realizar, uma avaliação sobre a exequibilidade e fiabilidade de ensaios expeditos para a caracterização mecânica do betão, sendo esta avaliação baseada na comparação dos resultados desses ensaios expeditos (indiretos) com o valor da resistência à compressão obtida no ensaio de compressão de provetes.

Esta correlação será útil em diversas circunstâncias, não só no âmbito deste trabalho para despistagem de anomalias estruturais (mecânicas), mas também a quem pretenda utilizá-la, desde logo em:

- Substituição de ensaios diretos para a determinação da resistência à compressão do betão quando não seja possível a instalação da Caroteadora;
- Utilização de ensaios indiretos como ensaios preliminares para eleger as zonas mais representativas da estrutura, a fim de se realizarem outros tipos de ensaios diretos e mais fiáveis;
- Os dados obtidos através de uma avaliação indireta do betão podem contribuir complementarmente na análise de um número limitado de carotes;

- O rácio custo/benefício do tipo de análise destrutiva pode não justificar a sua realização, sendo que a utilização de ensaios indiretos torna-se menos dispendiosa em termos monetários e de tempo;
- A sujidade causada pela extração de carotes ou a conseqüente fragilização da estrutura devido à extração dos mesmos, pode inviabilizar a caracterização direta do betão.

Atendendo à disponibilidade de meios no DEC, e tendo em conta os tipos de ensaios indiretos mais utilizados para a caracterização mecânica do betão, proceder-se-á a uma análise experimental com o intuito de tentar obter uma correlação objetiva entre o ensaio de ultrassons, o ensaio esclerométrico e o ensaio de arrancamento “pull off”.

Nos ensaios indiretos, é avaliado um parâmetro que não corresponde diretamente à resistência à compressão. Desse modo, procura-se identificar uma relação entre esses valores obtidos e a resistência à compressão.

A norma NP EN 13791:2008 “Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos prefabricados” refere a necessidade da relação entre resultados de ensaios indiretos e a resistência à compressão de betão ser baseada em, pelo menos, 18 pares de ensaios (18 ensaios à compressão e 18 ensaios indiretos).

Neste estudo, realizaram-se 25 pares de ensaios (ensaio indireto/ensaio à compressão) para cada tipo de ensaio. Estes ensaios foram efetuados em provetes normalizados que foram concebidos propositadamente para este estudo, tratando-se de cubos com aresta de 150 mm e com diferentes traços de agregados e cimento, possuindo todos mais de 28 dias de cura quando ensaiados, sendo que a ordem escolhida para a realização dos ensaios foi naturalmente do menos destrutivo, ou não destrutivo, para o mais destrutivo, tendo sido realizado em primeiro lugar o ensaio de ultrassons, seguido da determinação do índice esclerométrico, arrancamento “pull-off” e só, finalmente, o ensaio à compressão em prensa que origina a destruição dos provetes.

5.2. ENSAIOS

5.2.1. ENSAIO DE ULTRASSONS

Neste ensaio, utilizou-se um aparelho “PUNDIT – Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester”, que possui transdutores de frequência de 54 kHz tendo sido previamente calibrado para uma velocidade de referência de 26µs.

Os ensaios de ultrassons (Anexo 2) foram executados de acordo com a norma NP EN 12504-4 “Ensaio do betão nas estruturas: Determinação da velocidade de propagação dos ultrassons”, sendo a velocidade da onda ultrassónica que atravessa os provetes a grandeza medida. Realizou-se este ensaio por diferentes métodos, nomeadamente o direto (MD), semidireto (MSD) e indireto (MI), de forma a poder estabelecer uma relação entre eles e deduzir qual o método mais apropriado para correlacionar com a resistência à compressão.

Tabela 3 – Síntese dos resultados do ensaio de ultrassons

Tipo de medição	Velocidade média [mm/μs]	Desvio padrão médio [mm/μs]	Coefficiente de variação médio	Variação média em relação ao MD
Método Direto (MD)	3,97	0,03	0,64%	-
Método semidirecto (MSD)	4,14	0,09	2,06%	4,3%
Método Indireto (MI)	3,78	0,12	3,06%	-4,8%

Verifica-se na Tabela 3 que pelo método indireto a velocidade da onda ultrassónica é em média menor do que nos restantes métodos, sendo que pelo método semidireto obtêm-se velocidades maiores. Comparativamente ao método direto, para cada provete as velocidades pelo método semidireto são em média 4,3% superiores e pelo método indireto são em média 4,8% inferiores.

Constata-se que pelo método indireto o coeficiente de variação (razão entre o desvio-padrão e a média) é mais elevado em relação aos outros métodos de ensaio, demonstrando que a variação das medições por este método é maior, sendo o método direto o que apresenta menor variação.

5.2.2. ENSAIO ESCLEROMÉTRICO

A determinação do índice esclerométrico realizou-se, tomando em consideração o especificado na NP EN 12504-2 “Ensaio do betão nas estruturas Parte 2: Ensaio não destrutivo Determinação do índice esclerométrico”, tendo sido utilizado um esclerómetro “DIGI-SCHMIDT 2000 ND” da marca “PROCEQ”. Foram realizadas 10 medições por cada face do provete ensaiada (Anexo 3), tendo sido ensaiados um mínimo de 3 faces e um máximo de 5 faces por provete.

Tabela 4 – Dados do ensaio esclerométrico por provete

Proвете	Índice esclerométrico (média)	Desvio padrão	Coefficiente de variação
1	38,17	4,96	13,0%
2	34,70	5,05	14,6%
3	35,20	4,28	12,2%
4	37,83	4,04	10,7%
5	37,07	4,31	11,6%
6	40,00	3,95	9,9%
7	38,10	3,23	8,5%
8	27,34	3,20	11,7%
9	26,46	3,27	12,3%
10	25,84	2,48	9,6%
11	26,56	2,35	8,8%
12	27,90	2,26	8,1%
13	26,18	2,26	8,6%
14	22,98	2,77	12,1%
15	23,24	2,50	10,8%
16	23,52	2,77	11,8%
17	24,56	2,21	9,0%
18	24,06	1,79	7,4%
19	28,96	2,34	8,1%
20	28,60	2,63	9,2%
21	28,22	2,76	9,8%
22	26,42	2,83	10,7%
23	26,46	2,82	10,6%
24	26,74	2,88	10,8%
25	24,60	2,00	8,1%
		Média	10,3%

Verifica-se na Tabela 4 que a média geral do coeficiente de variação (razão entre o desvio-padrão e a média) é de 10,3%.

5.2.3. ENSAIO DE ARRANCAMENTO POR TRAÇÃO "PULL-OFF"

Utilizando um aparelho da marca "PROCEQ" modelo "DYNA Z16" executou-se um ensaio de arrancamento por provete, seguindo o método de ensaio, conforme especificado na norma NP EN 12504-3 "Ensaio do betão nas estruturas: Determinação da força de arranque".

Tabela 5 – Valores do ensaio de arrancamento "pull-off"

Provete	Valor [MPa]
1	1,43
2	1,85
3	1,37
4	1,14
5	1,26
6	0,96
7	1,39
8	0,75
9	1,27
10	0,81
11	0,55
12	0,83
13	0,33
14	0,54
15	1,06
16	0,46
17	0,90
18	0,52
19	1,78
20	1,66
21	1,90
22	0,99
23	1,50
24	0,77
25	0,78

Este ensaio de arrancamento é um ensaio algo destrutivo, tendo sido necessário regularizar a zona afetada pelo ensaio (Figura 50), através da aplicação de argamassa, de forma restabelecer as condições iniciais da face do provete e permitir, no ensaio de compressão, a correta distribuição da força aplicada.



Figura 50 – Provete após ensaio *pull-off*

5.2.4. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Neste ensaio destrutivo, os provetes foram ensaiados à compressão numa prensa hidráulica SEIDNER, de acordo com a norma NP EN 12390-3 “Ensaio do betão endurecido Parte 3: Resistência à compressão de provetes”, de forma a obter a resistência à compressão (Tabela 6).

Tabela 6 – Resultados do ensaio à compressão na prensa hidráulica

Provete	Força de compressão [kN]	Área [mm ²]	Tensão de rotura [MPa]
1	588,60	22500	26,16
2	495,41	22500	22,02
3	615,58	22500	27,36
4	593,51	22500	26,38
5	571,43	22500	25,40
6	595,96	22500	26,49
7	716,13	22500	31,83
8	483,14	22500	21,47
9	478,24	22500	21,26
10	507,67	22500	22,56
11	537,10	22500	23,87
12	603,32	22500	26,81
13	571,43	22500	25,40
14	360,52	22500	16,02
15	358,07	22500	15,91
16	338,45	22500	15,04
17	468,43	22500	20,82
18	465,98	22500	20,71
19	608,22	22500	27,03
20	684,25	22500	30,41
21	605,77	22500	26,92
22	652,37	22500	28,99
23	573,89	22500	25,51
24	627,84	22500	27,90
25	426,74	22500	18,97

5.3. TRATAMENTO DOS DADOS/CONCLUSÕES

O tratamento dos resultados obtidos foi efetuado através de uma análise de regressão, recorrendo a uma folha de cálculo, que auxiliou na elaboração de gráficos entre as diversas medições obtidas nos ensaios não destrutivos (indiretos) e os resultados do ensaio à compressão, permitindo, posteriormente, traçar linhas de tendência e apurar a sua função de correlação e o seu coeficiente de determinação (R^2).

O coeficiente de determinação é o indicador da precisão da linha de tendência em relação aos dados, podendo variar entre 0 e 1, sendo que quanto maior, melhor será a correlação entre os valores (variáveis) e a linha de tendência.

Os modelos de regressão mais comuns são o modelo de potência, o modelo exponencial, o modelo linear e o modelo polinomial de segunda ordem, sendo este último o adotado por ter demonstrado melhor correspondência na generalidade dos casos [83].

Primeiramente decidiu-se verificar qual o método do ensaio de ultrassons (direto, semidireto e indireto) que apresenta melhor correspondência com os valores do ensaio à compressão. Desta forma, e como referido anteriormente, fez-se um gráfico entre os valores obtidos nos diferentes métodos de ensaio de ultrassons (Capítulo 3.2.4) e o valor de resistência à compressão, traçando, posteriormente, a linha de tendência correspondente para cada método (Figura 51).

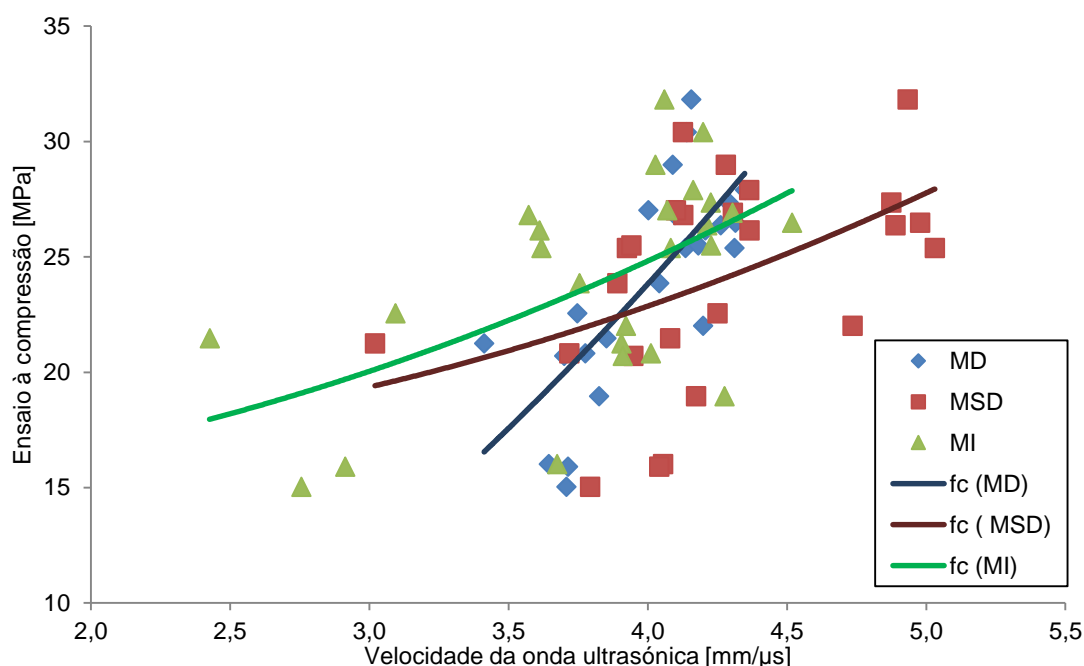


Figura 51 – Gráfico da correlação entre os resultados do ensaio de ultrassons e compressão

Na Tabela 7 apresentam-se as funções de correlação obtidas entre os diversos métodos de ensaio de ultrassons e a resistência à compressão do betão.

Tabela 7 – Funções de correlação entre os métodos de ensaio de US e a resistência à compressão

	Funções de correlação (f_c)	Coefficiente de correlação (R^2)
Método direto (MD)	$f_c = 1,5038x^2 + 1,2254x - 5,1417$	0,56
Método semidireto (MSD)	$f_c = 0,6987x^2 - 1,3847x + 17,224$	0,23
Método indireto (MI)	$f_c = 0,7307x^2 - 0,3342x + 14,467$	0,32

Analisando a tabela anterior, verifica-se que o coeficiente de correlação (R^2) do método direto (MD) destaca-se superiormente dos restantes métodos, havendo, portanto, uma melhor correlação entre os valores deste método e os valores do ensaio à compressão. Os coeficientes de correlação (R^2) do método semidireto e indireto são próximos, sendo o do método indireto ligeiramente superior.

No ensaio esclerométrico procedeu-se da mesma forma de modo a deduzir a função de correlação (f_c) e o coeficiente de determinação, entre o índice esclerométrico e o respetivo valor do ensaio à compressão.

Na Figura 52 apresenta-se o gráfico de correlação entre as medições do ensaio esclerométrico e o ensaio à compressão dos provetes.

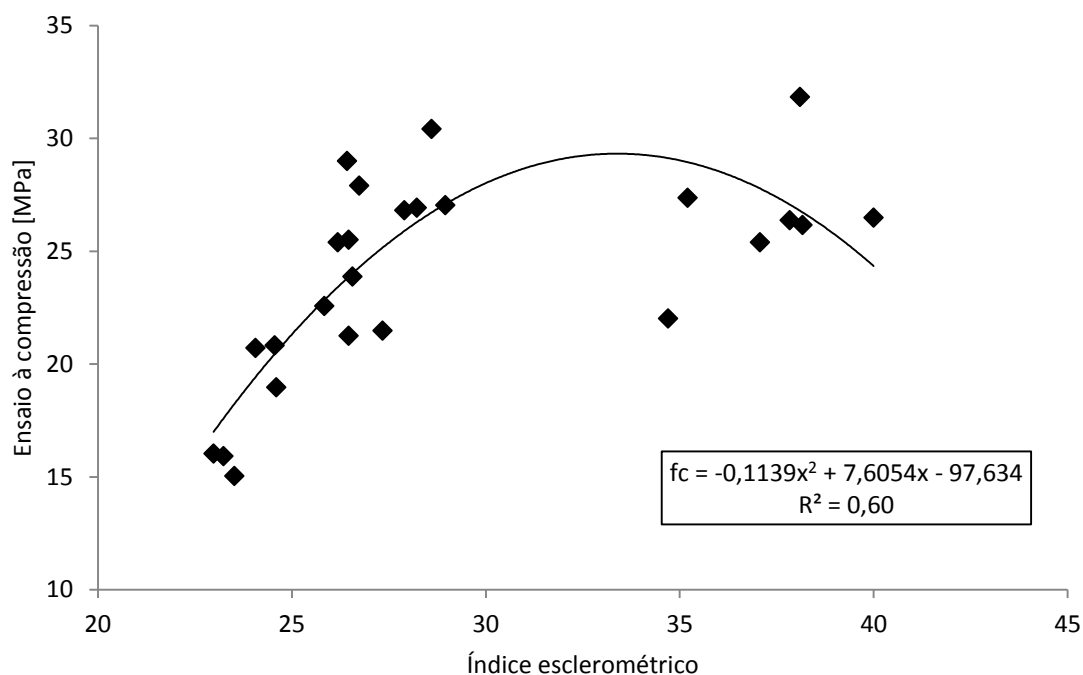


Figura 52 - Gráfico e função de correlação entre o ensaio esclerométrico e o ensaio à compressão

A Figura 53 refere-se ao gráfico de correlação entre o ensaio de arrancamento (*pull-off*) e o valor da resistência à compressão obtido através do ensaio mecânico (direto), sendo que a função de correlação obtida apresenta um coeficiente de correlação (R^2) de 0,30.

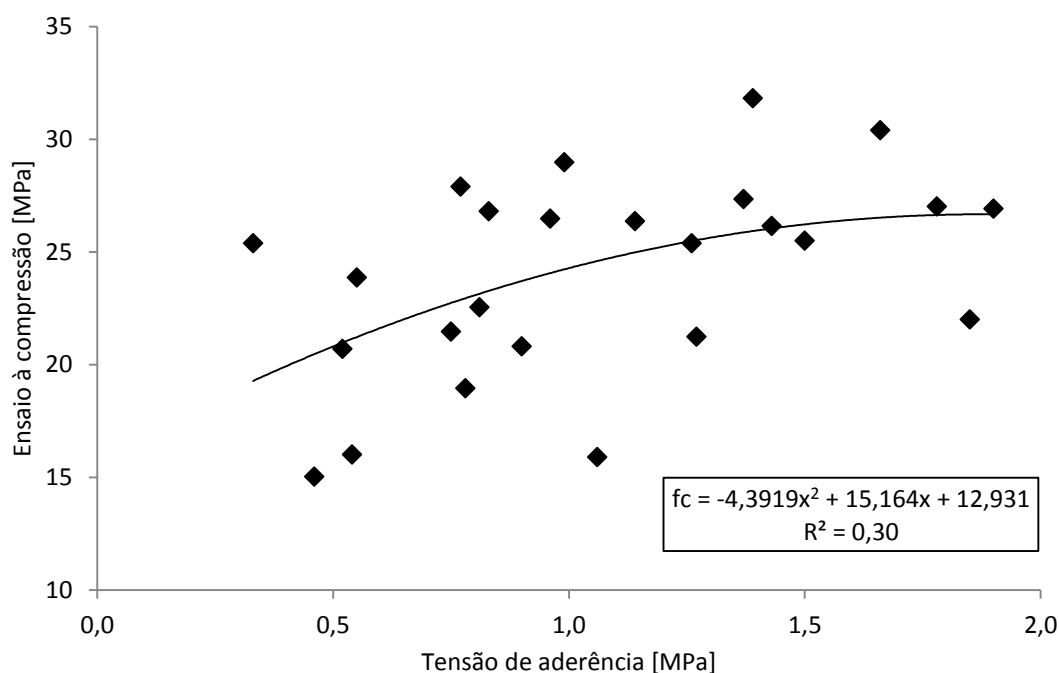


Figura 53 – Gráfico e função de correlação entre o ensaio “pull-off” e o ensaio à compressão

Através desta análise de regressão, foi possível definir funções de correlação (f_c) entre cada tipo de ensaio indireto e o ensaio de compressão uniaxial, que se apresentam na Tabela 8.

Nesta comparação entre os diferentes tipos de ensaios expeditos, decidiu-se considerar, no ensaio de ultrassons, os resultados obtidos pelo método direto, pois, como apresentado anteriormente, foi o que demonstrou possuir melhor relação com os resultados do ensaio à compressão. No entanto, reconhecendo que a facilidade de execução em obra é o principal objetivo dos ensaios expeditos, será também considerado nesta análise o método indireto por ser o método do ensaio de ultrassons mais simples e fácil de realizar *in situ* ao contrário do método direto e semidireto, pois a colocação dos transdutores estará sempre limitada à configuração do elemento/estrutura a analisar (Capítulo 3.2.4).

Tabela 8 – Funções e coeficientes de correlação obtidos entre os ensaios expeditos e o ensaio de compressão

	Funções de correlação (f_c)	Coefficiente de correlação (R^2)
Ensaio de ultrassons (Método Direto)	$f_c = 1,5038x^2 + 1,2254x - 5,1417$	0,56
Ensaio de ultrassons (Método Indireto)	$f_c = 0,7307x^2 - 0,3342x + 14,467$	0,32
Ensaio esclerométrico	$f_c = -0,1139x^2 + 7,6054x - 97,634$	0,60
Ensaio de arrancamento (Pull-Off)	$f_c = -4,3919x^2 + 15,164x + 12,931$	0,30

De acordo com os resultados obtidos, verifica-se que o ensaio esclerométrico possui o coeficiente de determinação (R^2) mais elevado de entre todos os ensaios expeditos. Isto significa que os valores obtidos com este ensaio e a função de correlação determinada, têm

uma melhor correspondência com os valores reais de compressão, obtidos através do ensaio mecânico, tornando possível, com este método, estimar, em termos gerais, a resistência à compressão de betões com um menor erro geral, comparativamente com os restantes ensaios expeditos utilizados neste estudo.

No sentido de avaliar o erro cometido pelas funções de correlação (f_c) alcançadas neste trabalho, apresentam-se na Tabela 9, para cada provete, a tensão de rotura estimada e o erro percentual, relativamente à tensão de rotura real obtida no ensaio à compressão dos provetes.

Tabela 9 – Avaliação do erro cometido pelas funções de correlação determinadas

Proвете	Prensa hidráulica	Ultrassons				Esclerómetro		Pull-off		
	Tensão de rotura [MPa]	Tensão estimada (MD) [MPa]	Erro	Tensão estimada (MI) [MPa]	Erro	Tensão estimada [MPa]	Erro	Tensão estimada [MPa]	Erro	
1	26,16	26,61	1,7%	22,78	-12,9%	26,72	2,1%	25,63	-2,0%	
2	22,02	26,50	20,4%	24,39	10,8%	29,13	32,3%	25,95	17,9%	
3	27,36	27,79	1,6%	26,10	-4,6%	28,95	5,8%	25,46	-6,9%	
4	26,38	27,39	3,8%	26,03	-1,3%	27,07	2,6%	24,51	-7,1%	
5	25,40	28,08	10,6%	25,28	-0,5%	27,78	9,4%	25,07	-1,3%	
6	26,49	28,14	6,2%	27,87	5,2%	24,34	-8,1%	23,44	-11,5%	
7	31,83	25,91	-18,6%	25,15	-21,0%	26,79	-15,8%	25,52	-19,8%	
8	21,47	21,88	1,9%	17,96	-16,4%	25,16	17,2%	21,83	1,7%	
9	21,26	16,55	-22,2%	24,31	14,4%	23,86	12,3%	25,11	18,1%	
10	22,56	20,56	-8,9%	20,43	-9,5%	22,84	1,2%	22,33	-1,0%	
11	23,87	24,36	2,1%	23,51	-1,5%	24,02	0,6%	19,94	-16,5%	
12	26,81	25,12	-6,3%	22,59	-15,7%	25,90	-3,4%	22,49	-16,1%	
13	25,40	25,63	0,9%	22,82	-10,1%	23,41	-7,8%	17,46	-31,3%	
14	16,02	19,30	20,4%	23,10	44,2%	16,99	6,0%	19,84	23,8%	
15	15,91	20,13	26,5%	19,69	23,7%	17,60	10,6%	24,07	51,3%	
16	15,04	20,07	33,4%	19,10	26,9%	18,24	21,2%	18,98	26,2%	
17	20,82	20,92	0,5%	24,88	19,5%	20,45	-1,8%	23,02	10,6%	
18	20,71	19,97	-3,6%	24,33	17,5%	19,42	-6,2%	19,63	-5,2%	
19	27,03	23,85	-11,8%	25,21	-6,7%	27,09	0,2%	26,01	-3,8%	
20	30,41	25,70	-15,5%	25,94	-14,7%	26,71	-12,2%	26,00	-14,5%	
21	26,92	25,34	-5,9%	26,56	-1,3%	26,28	-2,4%	25,89	-3,8%	
22	28,99	25,00	-13,8%	24,97	-13,9%	23,80	-17,9%	23,64	-18,5%	
23	25,51	26,27	3,0%	26,11	2,4%	23,86	-6,5%	25,80	1,1%	
24	27,90	28,62	2,6%	25,74	-7,8%	24,29	-12,9%	22,00	-21,1%	
25	18,97	21,55	13,6%	26,39	39,2%	20,53	8,3%	22,09	16,5%	
Erro médio (valor absoluto)			10,2%			13,7%			9,0%	13,9%

De acordo estes dados, foi elaborado um gráfico que representa os erros obtidos em função das resistências reais (Figura 54).

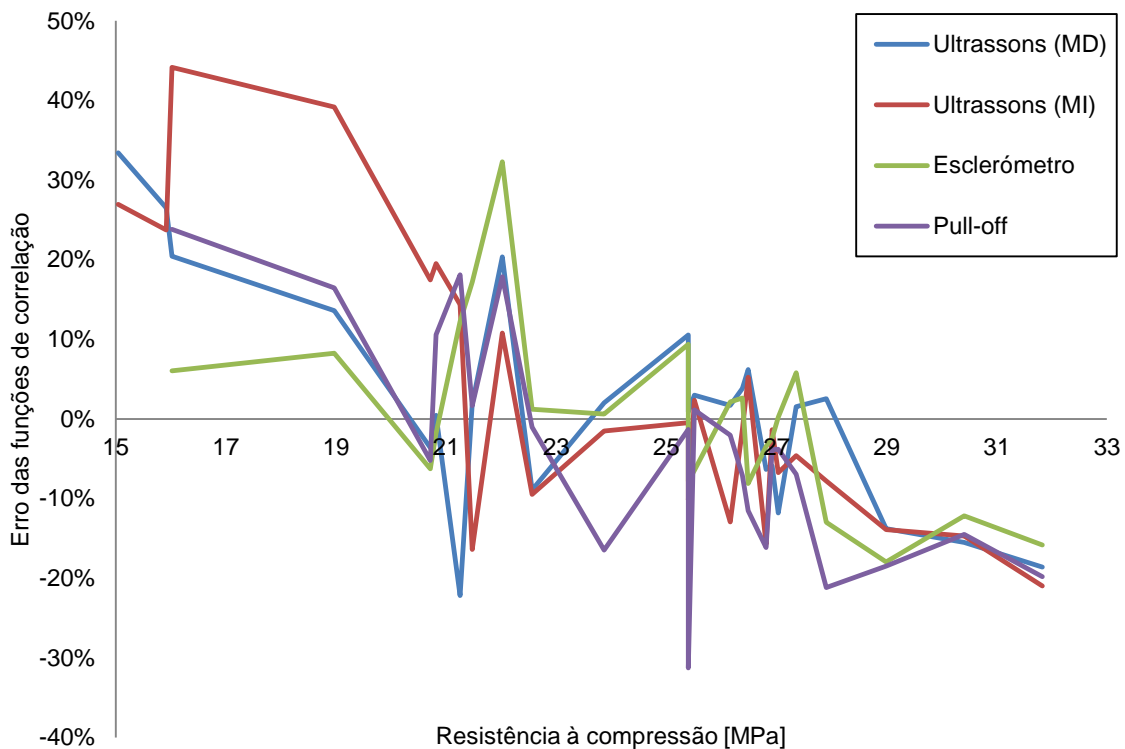


Figura 54 – Representação gráfica do erro das funções de correlação em relação à resistência à compressão

Na Figura 54 identifica-se, claramente que, para qualquer dos métodos, para tensões de resistência inferiores a 21 MPa, as resistências estimadas têm tendência para apresentar um erro maior, quanto menor for a resistência real do betão. Para essas gamas de resistência, verifica-se, também, que o método que apresenta genericamente menor erro é a função de correlação do ensaio esclerométrico e a que apresenta genericamente maior erro é a correlação determinada para o ensaio de ultrassons pelo método indireto (MI).

Para betões com resistências superiores a 21 MPa, o erro das estimativas é geralmente menor, demonstrando propensão para passar de valores estimados por excesso para valores por defeito à medida que a resistência real aumenta, ou seja, o valor estimado é menor que o real, ocorrendo essa transição para resistências entre os 25 MPa e os 26 MPa. Nesta gama de resistências, os erros de estimativa pelos diferentes métodos tendem a aproximar-se, entendendo-se, no entanto, que tanto a função de correlação do ensaio de ultrassons pelo método direto (MD) e do ensaio esclerométrico apresentam desempenhos ligeiramente superiores em relação aos restantes métodos expeditos.

No geral, verifica-se que o erro cometido em todos os ensaios expeditos varia de estimativas por excesso para tensões reais menores, para estimativas por defeito para tensões reais mais elevadas.

De entre os métodos expeditos analisados, o índice esclerométrico é o que demonstra de modo geral uma melhor correlação com a resistência real de compressão, pois apresenta o coeficiente de correlação mais elevado (Tabela 8), e um erro médio (Tabela 9) inferior aos restantes métodos. No entanto decidiu-se, também, avaliar o uso combinado dos ensaios

expeditos e assim, foram analisadas três combinações com diferentes percentagens para cada método.

Na combinação 1, considerou-se uma parcela igual para todos os métodos (25%), na combinação 2, foi dada mais importância aos ensaios que apresentaram maior correlação com a tensão de rotura, ou seja, considerou-se um peso de 40% para o ensaio esclerométrico e ultrassons pelo método direto, 10% para o ensaio de ultrassons pelo método indireto e para o “pull-off”. Na combinação 3, foi dada ainda mais relevância aos ensaios que apresentaram menor erro de correlação (Tabela 9), considerando-se uma percentagem de 50% para o ensaio esclerométrico, 40% para o ensaio de ultrassons pelo método direto e 5% para os restantes ensaios expeditos. Na Tabela 10, apresentam-se os erros médios cometidos pelas funções de correlação de cada ensaio expedito e das combinações dos mesmos, relativamente à resistência à compressão real dos provetes analisados (Tabela 9 e Anexo 4).

Tabela 10 – Erro médio das funções de correlação e das combinações

Ultrassons (MD)	Ultrassons (MI)	Esclerómetro	Pull-off	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3
				25% US (MD) 25% US (MI) 25% Escleróm. 25% Pull-off	40% US (MD) 10% US (MI) 40% Escleróm. 10% Pull-off	40% US (MD) 5% US (MI) 50% Escleróm. 5% Pull-off
10,2%	13,7%	9,0%	13,9%	9,7%	8,6%	8,4%

Esta análise demonstrou, conforme já referido anteriormente, que a função de correlação dos ensaios expeditos com melhor correspondência com a tensão de compressão do betão foi a do ensaio esclerométrico. Na tabela anterior, verificou-se que o erro médio dessa correlação é de 9,0% mas, no entanto, considerando as combinações de ensaios efetuadas (Anexo 4), verifica-se que a combinação 3 apresenta um erro médio inferior (8,4%), e, portanto, apresenta melhor correlação do que o ensaio esclerométrico isoladamente, confirmando assim, que a utilização de métodos combinados pode reduzir ligeiramente os erros de correlação mas, no entanto, há que ter em conta que a diferença é mínima e pode em termos práticos, logísticos e financeiros não justificar a realização de vários tipos de ensaios diferentes.

Analisando a globalidade dos factos, pode-se afirmar que a correlação obtida entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do betão é, comparativamente a outras correlações aqui estudadas, a mais adequada em termos de fiabilidade e praticidade.

É importante realçar que fenómenos como a segregação do betão, a existência de armaduras, a cura ou a compactação do betão podem influenciar os resultados dos ensaios expeditos aqui estudados, sendo que a carbonatação do betão é aquele que mais influencia as leituras do índice esclerométrico e a velocidade de propagação dos ultrassons, no entanto, neste estudo os provetes utilizados possuíam idades pouco superiores a 28 dias e assim, o fenómeno de carbonatação do betão considerou-se desprezável (Capítulo 2.3.2) [13][54][83][84].

Seria interessante que, futuramente se desenvolvessem estudos do género utilizando outros modelos probabilísticos, principalmente os baseados em técnicas bayesianas, de forma a minimizar a dispersão estatística dos resultados [85].

6. ANÁLISE DAS PERITAGENS TÉCNICAS

6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este capítulo compreende uma sistematização das peritagens técnicas realizadas pelo Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Universidade do Algarve em edifícios de betão armado, localizados na região do Algarve, além de outros dados recolhidos propositadamente, de forma a complementar os dados já existentes, resultando num total de 109 edifícios analisados.

Deve ser tido em consideração que todos os relatórios de peritagem técnica realizados pelo DEC tiveram como razão a ocorrência de anomalias nos edifícios que, de alguma forma, afetaram o seu funcionamento e os seus utilizadores, justificando, assim, o pedido de peritagem técnica.

Essas análises técnicas recaíram sobre as anomalias indicadas pelos requerentes, ou seja, foram focadas sobre os fenómenos patológicos reportados, não se podendo afirmar que não existissem outras anomalias nos edifícios.

6.2. CARACTERIZAÇÃO DO PARQUE EDIFICADO ALGARVIO

O Algarve é uma região de Portugal constituída por um único distrito, Faro, e por 16 municípios, sendo que a população residente é, segundo dados de 2015, de cerca de 440 000 habitantes. Possui uma superfície próxima dos 5 mil km², o que corresponde a 5% do território nacional e a uma densidade populacional de sensivelmente 88 hab/km² [86].

O Algarve é caracterizado por uma dinâmica diferente da maioria das regiões de Portugal. O modelo de desenvolvimento é maioritariamente, na zona litoral, direcionado para o turismo, enquanto o interior algarvio identifica-se pela agricultura tradicional e pelos bens tradicionais transmitidos de geração em geração. O turismo/lazer continua a ser o maior impulsionador da economia algarvia que, por sua vez, impulsiona o desenvolvimento de outros setores económicos, como é o caso do setor da construção civil [87][88].

Na Tabela 11 verifica-se que, como referido anteriormente, a população e os aglomerados urbanos no Algarve concentram-se, maioritariamente, em zona litoral, principalmente na costa sul. Os concelhos mais interiores apresentam claramente uma população bastante inferior, bem como um menor número de fogos, no entanto verifica-se que a relação do número de fogos por habitante aumenta consideravelmente nesses concelhos, eventualmente devido ao facto das populações terem diminuído em zonas interiores e o número de fogos manter-se estável. O despovoamento progressivo das regiões interiores é uma realidade, devendo-se em parte ao produto turístico das últimas décadas basear-se no binómio sol/praias, sendo que quem parte são, regra geral, os jovens e pessoas em idade ativa que procuram mais e melhores empregos [86][89].

Tabela 11 – População residente e estimativas do parque habitacional por município [86]

Concelhos	Fogos	%	Habitantes	%	Fogos/hab.
Loulé	100 829	17%	69 453	16%	1,5
Albufeira	62 848	11%	40 357	9%	1,6
Portimão	62 549	11%	55 439	13%	1,1
Faro	55 383	9%	61 019	14%	0,9
Silves	51 183	9%	36 547	8%	1,4
Olhão	41 760	7%	45 253	10%	0,9
Tavira	40 742	7%	25 415	6%	1,6
Lagos	40 509	7%	30 778	7%	1,3
Lagoa	32 537	6%	22 787	5%	1,4
Vila Real de Santo António	28 822	5%	19 077	4%	1,5
Castro Marim	15 539	3%	6 450	1%	2,4
São Brás de Alportel	11 636	2%	10 575	2%	1,1
Vila do Bispo	11 418	2%	5 206	1%	2,2
Aljezur	11 405	2%	5 615	1%	2,0
Monchique	8 813	2%	5 476	1%	1,6
Alcoutim	7 009	1%	2 482	1%	2,8
Total	582 982	100%	441 929	100%	

Segundo o Instituto Nacional de Estatística os primeiros edifícios de betão armado no Algarve surgiram entre 1919 e 1945, mas o verdadeiro “boom” da construção deste tipo de edifícios deu-se na década de 70 (Tabela 12), acelerando para um nível superior à média nacional, devido, principalmente, à grande procura do Algarve como destino turístico [88][90].

Tabela 12 – Número de edifícios construídos por época e tipo de estrutura [90]

	Tipo de Estrutura	Betão Armado		Alvenaria		Outros		Total
		Frequência	%	Frequência	%	Frequência	%	
Ano de Construção	Anterior	0	0%	11018	99%	91	1%	11109
	1919-1945	2657	16%	13596	83%	167	1%	16420
	1946-1960	5403	31%	11855	68%	54	0%	17312
	1961-1970	8360	48%	9091	52%	56	0%	17507
	1971-1980	18995	63%	10894	36%	179	1%	30068
	1981-1990	24758	72%	9246	27%	152	0%	34156
	1991-1995	12585	73%	4514	26%	59	0%	17158
	1996-2000	13455	72%	5000	27%	141	1%	18596
	2001-2005	16357	77%	4766	22%	205	1%	21328
	2006-2011	11618	76%	3426	22%	226	1%	15270
Total	114188	57%	83406	42%	1330	1%	198924	

Nesta Região, segundo dados de 2014, as obras de reabilitação revelaram uma maior expressão do que no resto do país, representando 47% do total de obras concluídas, o que representa um aumento de cerca de 23,5% em relação a dados de 2009 [86][91].

6.3. SISTEMATIZAÇÃO DOS DADOS

Os edifícios analisados têm datas de construção desde a década de 70 até aos nossos dias (Figura 55) e correspondem a uma amostra bastante diversificada, abrangendo desde

edifícios térreos até edifícios com 12 pisos, tanto de habitação como de comércio e serviços, além de edifícios localizados no litoral e no interior.

Nesta amostra, a maior percentagem de relatórios técnicos foi realizada sobre edifícios com data de construção entre o ano 2000 e 2009 (Figura 55). Verifica-se claramente a existência de uma maior percentagem de edifícios recentes a apresentar anomalias, relativamente a edifícios mais antigos, sendo que de acordo com as quatro categorias apresentadas, quanto mais recente a década de construção do edifício, maior é a percentagem de ocorrência de anomalias.

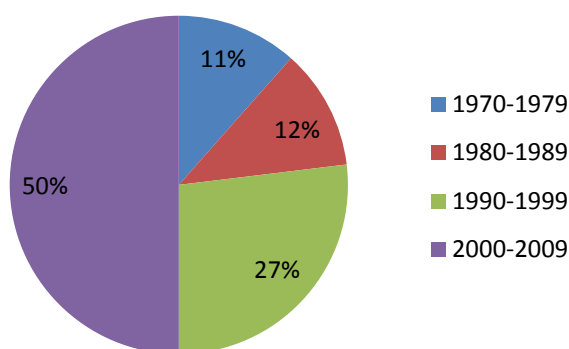


Figura 55 – Datas da construção dos edifícios

Sobre os edifícios que apresentaram degradação do betão armado, foram estabelecidas duas categorias relativamente à localização dos mesmos. Foi definida uma categoria para os edifícios localizados até uma distância de 1000m da água do mar, em que se considerou estarem diretamente e de forma mais agressiva expostos ao ataque por iões cloreto. Os edifícios que se localizam fora dessa faixa agrupam-se noutra categoria e considera-se que o efeito dos iões cloreto na degradação do betão armado é mais reduzido ou nulo.

A Figura 56 demonstra que a maioria dos edifícios analisados pelo DEC localizam-se em zona litoral, a uma distância de até 1000m da orla marítima o que comprova que nas proximidades do mar as condições ambientais são mais agressivas para os edifícios e geram mais ocorrência de degradação do betão armado.

O facto da maior concentração de edifícios de utilização sazonal localizar-se em zona litoral, também pode indiciar que, pelo facto de as habitações se encontrarem-se fechadas a maior parte do ano, não usufruindo de adequadas condições de ventilação e iluminação, promove também, o aparecimento de diversas anomalias como humidades e bolores, além da deteção tardia das mesmas.

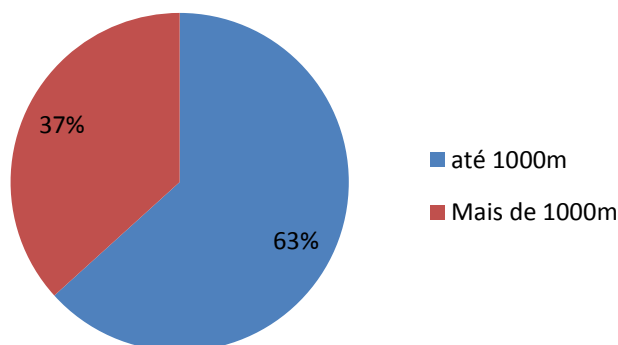


Figura 56 – Distância dos edifícios à costa

A maioria dos edifícios localizados em zona costeira, até 1000m da costa, apresentaram de acordo com a Figura 57, a presença simultânea de fenómenos de carbonatação do betão e teor de cloretos superior ao limite. O transporte pelo ar de iões cloreto provenientes da água do mar, que se depositam nos edifícios, são bastante agressivos para as estruturas de betão armado (Capítulo 2.3.3), no entanto, a existência simultânea de carbonatação do betão, acelera ainda mais a penetração dos iões cloreto, visto serem fenómenos sinérgicos, e desta forma o início da corrosão das armaduras e degradação do betão armado ocorre e desenvolve-se de forma mais rápida.

Nos edifícios mais afastados da costa (mais de 1000m), em que se verificou a corrosão de armaduras e degradação do betão armado, apenas foi verificada a existência de carbonatação do betão, sendo que o teor de cloretos verificou-se sempre inferior ao limite regulamentar, conforme a classe de exposição de cada edifício (Tabela 1).

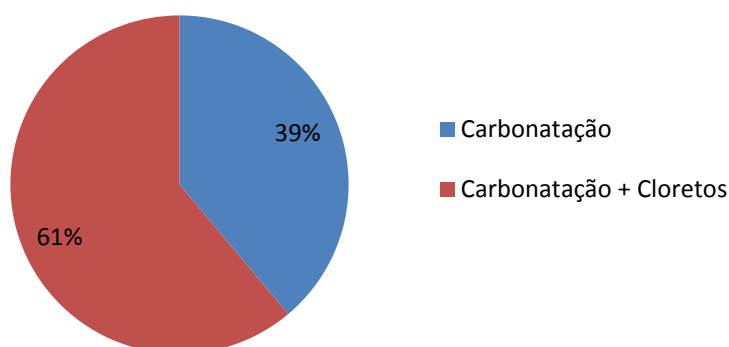


Figura 57 – Causas da degradação do betão armado em edifícios localizados em zona costeira

Dos edifícios que apresentaram degradação do betão armado por corrosão de armaduras, originada por carbonatação do betão e/ou presença de cloretos, verifica-se que os recobrimentos na grande maioria dos casos não cumpre o mínimo regulamentar à data da execução do projeto (Figura 58).

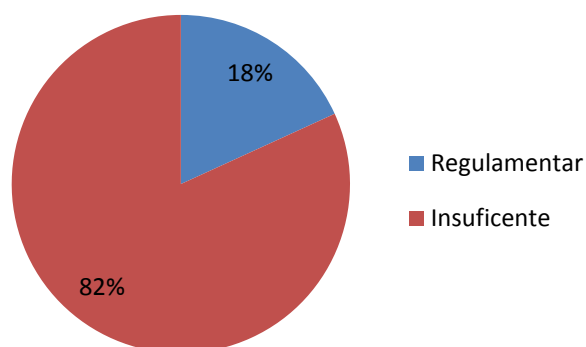


Figura 58 – Conformidade da espessura de recobrimento com o exigível à data do projeto

Segundo o Instituto Nacional de Estatística, em 2011, no Algarve, cerca de 91% dos edifícios com estrutura em betão armado possuíam entre 1 e 3 pisos acima da cota de soleira [90]. Nos edifícios analisados também se verifica essa tendência, visto a maior percentagem corresponder a edifícios entre 1 e 3 pisos e assim, não é possível relacionar o número de pisos de um edifício com o desenvolvimento de patologia construtiva (Figura 59).

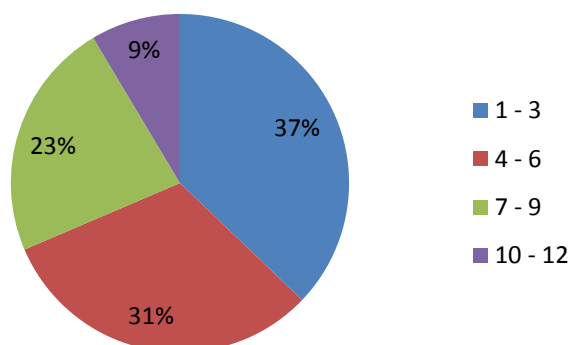


Figura 59 – Número de pisos por edifício

O tipo de cobertura dos edifícios analisados é, na sua grande maioria, cobertura mista (terraço e inclinada) e cobertura em terraço (Figura 60). Esta conclusão é contrária à situação no Algarve que, segundo dados do ano de 2011, cerca de 72% dos edifícios possuía cobertura inclinada e assim, seria expectável que a maioria dos edifícios alvo de peritagem possuísse também cobertura inclinada, facto que não se verificou [90].

Esta evidência poderá estar relacionada com o facto das coberturas em terraço necessitarem de soluções de impermeabilização próprias e mais sofisticadas em relação à generalidade das coberturas inclinadas, estando, possivelmente por isso, mais sujeitas a erros de conceção e execução que, depois, podem gerar infiltrações e, posteriormente, a ocorrência de anomalias.

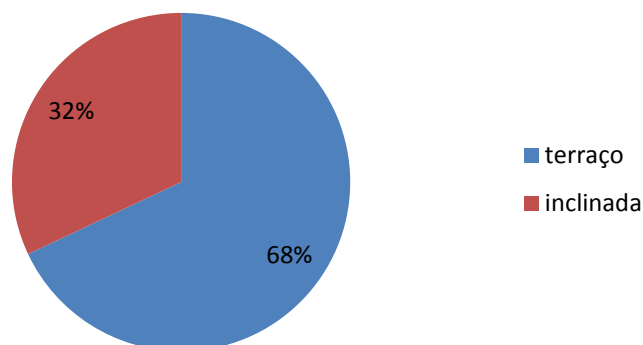


Figura 60 – Tipo de cobertura dos edifícios analisados

Como se pode verificar na Figura 61, a degradação do betão armado é a anomalia com mais ocorrências no universo de todas as peritagens analisadas. Este grupo de anomalias engloba a corrosão de armaduras, fissuração e delaminação do betão, sendo que a solicitação da peritagem aos edifícios foi requerida, na maioria dos casos, devido à existência de fenómenos de degradação do betão armado, tendo sido identificadas no decorrer das peritagens outras anomalias de menor relevo para o tema, como empolamento de pinturas, infiltrações, desenvolvimento de vegetação parasitária, entre outras.

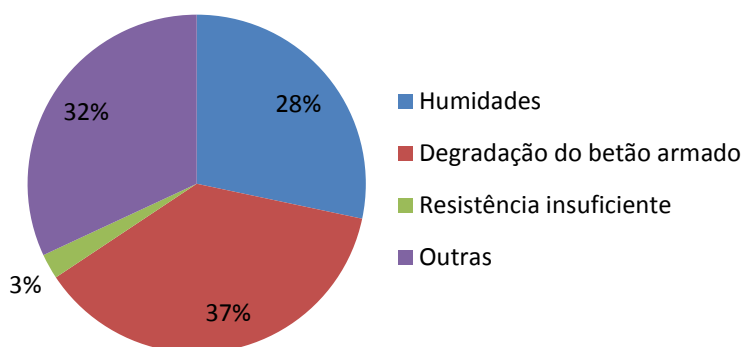


Figura 61 – Tipos de anomalias detetadas

Em cada relatório de peritagem técnica, foi desvendada a causa ou as causas que originaram as anomalias reportadas pelos clientes. Na análise desses dados, decidiu-se agrupar essas causas em 4 categorias temporais, constatando-se claramente que, a maioria das anomalias identificadas tem origem em erros construtivos, ou seja, foram originadas na fase de execução e estão diretamente relacionadas com a qualidade da mão-de-obra (Figura 62).

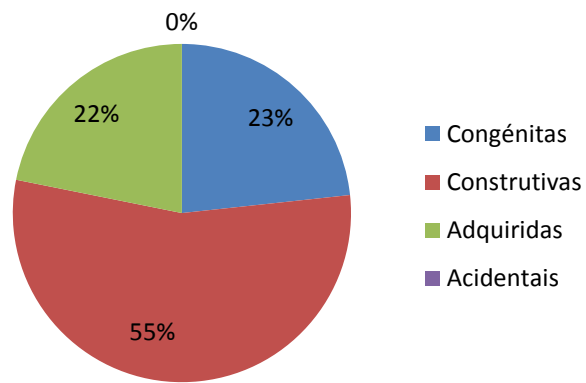


Figura 62 – Origem das patologias (Capítulo 2.1)

No Capítulo 2.1 encontram-se explicados os diversos tipos de origem de patologias.

7. CASOS DE ESTUDO

7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Apresentam-se 4 casos práticos a nível exemplificativo da implementação dos conceitos abordados ao longo desta dissertação. Estes edifícios, todos providos de uma solução estrutural em betão armado, foram alvo de peritagens técnicas, visando identificar o estado de degradação existente, particularmente a deterioração do betão armado. Discriminam-se as sondagens e ensaios efetuados em cada um deles, o que possibilitou estabelecer o diagnóstico das causas das manifestações da deterioração observada.

Os casos de estudo selecionados pretendem ser representativos, no que diz respeito ao tema em questão, isto é, que apresentem patologia construtiva abordada neste trabalho. Com esse objetivo, foram selecionados e investigados 4 casos reais que, pela sua heterogeneidade, em termos de exposição ambiental, de idade, de tipo de utilização, de conceção arquitetónica e de tipologia, permitissem retirar ilações significativas.

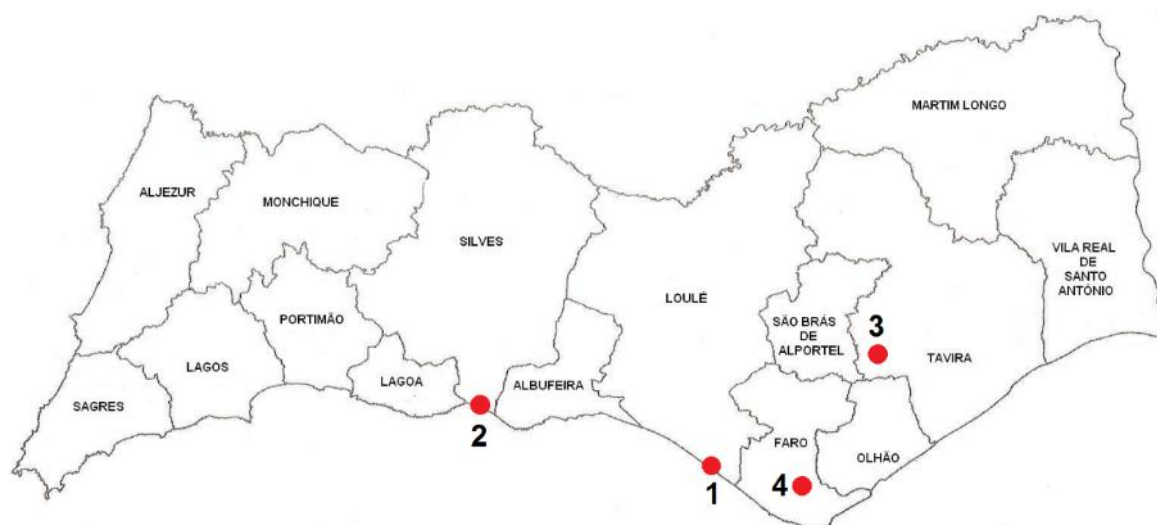


Figura 63 – Mapa da região do Algarve com a localização dos 4 casos de estudo

Efetuuou-se uma análise aprofundada do estado geral dos edifícios, procedendo-se, inicialmente, a uma inspeção visual e ao respetivo registo fotográfico, a que se seguiu a realização de sondagens e ensaios, quer *in situ* quer em laboratório e, finalmente, a elaboração do diagnóstico das causas dos fenómenos evidenciados.

Com base nas anomalias e nas suas causas, constata-se alguma analogia entre os casos de estudo e, por isso, as soluções de reparação são apresentadas conjuntamente, no final do capítulo.

7.2. CASO DE ESTUDO 1 (EDIFÍCIO CARTEIA)

O edifício Carteia, sito na Rua do Leste em Quarteira, na primeira linha de mar, foi construído em 1988 e é composto por uma estrutura porticada em betão armado com os panos preenchidos por alvenaria de tijolo furado.

Trata-se de um edifício constituído por um piso abaixo da cota de soleira, correspondente a uma cave destinada a garagem e 10 pisos acima da cota de soleira (Figura 64), destacando-se ao nível do rés-do-chão a existência de uma piscina e a utilização comercial das diversas frações, sendo os restantes pisos compostos por frações habitacionais, de ocupação maioritariamente sazonal.



Figura 64 – Alçado principal do edifício Carteia

Foram disponibilizadas as peças desenhadas do Projeto de Arquitetura e de Estabilidade, correspondentes às plantas de todos os pisos, bem como alguns cortes e alçados.

7.2.1. INSPEÇÃO VISUAL

Constatou-se visualmente, um avançado estado de degradação do betão armado, essencialmente, em elementos estruturais exteriores, verificando-se uma diferença muito significativa entre os elementos que se encontram no exterior e os que se encontram protegidos no interior do edifício.

A situação mais gravosa correspondeu à existência de corrosão generalizada das armaduras com desprendimento e delaminação do betão, principalmente em elementos exteriores, como se referiu atrás, sendo observável na Figura 65 e Figura 66.



Figura 65 – Delaminação do betão em pilares exteriores



Figura 66 – Desprendimento do betão e oxidação de armaduras

Identificou-se, também, fissuração com orientação definida em elementos de betão armado, essencialmente em pilares exteriores onde as fissuras apresentam uma orientação vertical (Figura 67 e Figura 68).



Figura 67 – Fissuração do betão armado em elementos estruturais



Figura 68 – Fissuração do betão em pilares exteriores

Para além da deterioração de elementos de betão armado, observaram-se outras anomalias (Figura 69). Na cave, verificou-se a existência de múltiplas manifestações de humidade, predominantemente ao nível da laje e pavimento, sob a forma de estalactites e empoçamentos. Também na cobertura se verificaram empoçamentos dispersos por toda a superfície.



Figura 69 – Estalactites no teto da cave e empoçamentos na cave e na cobertura

Observou-se, também, fissuração generalizada com orientação horizontal bem definida, nas ligações entre os muretes dos terraços e as respetivas lajes, bem como guardas metálicas em varandas, apresentando corrosão, essencialmente, nas zonas de encastramento, com delaminação do betão envolvente. As juntas de dilatação do edifício também se apresentavam deterioradas, com fissuração desenvolvida na sua proximidade (Figura 70).

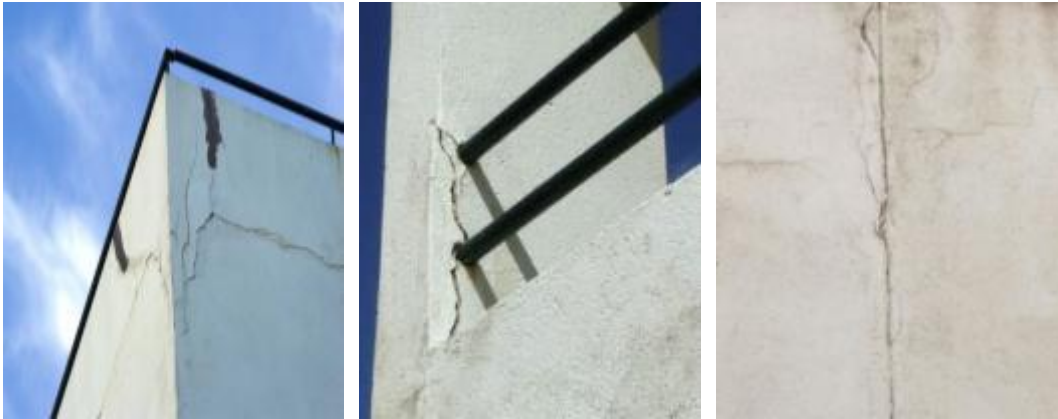


Figura 70 – Fenómenos de fissuração (paramentos e guardas) e deterioração de junta de dilatação

7.2.2. EXAME

Procedeu-se à efetivação de diversas sondagens e ensaios, visando uma caracterização química do betão armado, pois as anomalias existentes prenunciavam ser essa a razão da deterioração observada. Desta forma, procedeu-se à verificação das espessuras de recobrimento, à avaliação da profundidade de carbonatação e à determinação do teor de cloretos existente. Embora não houvesse indícios de problemas relativos à resistência mecânica do betão, não se observando deformações ou fissurações reveladoras, entendeu-se efetuar, e ser eventualmente suficiente, a avaliação do índice esclerométrico em diferentes elementos estruturais do edifício.

7.2.2.1. Avaliação dos recobrimentos

Foram realizadas sondagens em 30 locais distintos do edifício, quer em zonas com armaduras à vista, quer noutras zonas menos degradadas, utilizando-se, quando necessário, o pacómetro, de acordo com a norma BS 1881 - Parte 204:1988 “Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters”.

Tabela 13 – Espessura dos recobrimentos

Ref.	Local	Recobrimento [mm]	Ref.	Local	Recobrimento [mm]	Ref.	Local	Recobrimento [mm]
1	Lajes	9	11	Pilares	38	21	Vigas	12
2		4	12		8	22		36
3		7	13		14	23		20
4		5	14		20	24		8
5		11	15		38	25		15
6		5	16		10	26		41
7		7	17		36	27		24
8		10	18		15	28		12
9		5	19		25	29		17
10		7	20		11	30		32
Média		7,1	Média		21,5	Média		21,7
Desvio padrão		2,4	Desvio padrão		12,0	Desvio padrão		11,2
			Média geral			16,8 mm		
			Desvio padrão geral			11,6 mm		
			Coeficiente de variação			69,0 %		

As sondagens permitiram atestar a existência de recobrimentos com valores entre os 4 e 41 mm, sendo a valor médio geral de 16,8 mm e o desvio padrão geral de 11,6 mm que corresponde a 69.0% da média aritmética. Observa-se, ainda, que os recobrimentos menores correspondem às armaduras das lajes.

7.2.2.2. Determinação da profundidade de carbonatação

A determinação da profundidade de carbonatação com recurso a uma solução alcoólica de fenolftaleína foi realizada de acordo com a norma EN 14630:2006 “Products and systems for the protection and repair of concrete structures Test methods Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method”.

Tabela 14 – Profundidade de carbonatação

Ref.	Local	Profundidade de carbonatação [mm]	Ref.	Local	Profundidade de carbonatação [mm]
1	Pilares	9	12	Pilares	8
2		16	13		22
3		19	14		12
4		17	15		56
5		19	16		33
6		11	17		16
7		30	18		9
8		21	19		15
9		47	20		19
10		65	21		41
11		26	22		51

Média geral [mm]	25,5
Desvio padrão geral [mm]	16,5
Coef. de variação [%]	64,4

Verificou-se que os valores estão compreendidos entre um mínimo de 8 mm até um máximo de 65 mm (Tabela 14), sendo o valor médio de 25,5 mm e o desvio padrão de 16,5 mm que representa 64,4% do valor médio.

7.2.2.3. Determinação do teor de cloretos

Para a determinação do teor de cloretos, procedeu-se ao ensaio expedito, através de elétrodo seletivo de cloretos.

Apresenta-se, na Tabela 15, os teores de iões cloreto [Cl⁻] em relação à massa de cimento de 22 amostras de betão extraídas a diferentes profundidades em zonas não carbonatadas. Estimou-se uma dosagem de 350 kg de cimento por metro cúbico de betão.

Tabela 15 – Teor de iões cloretos [Cl⁻] em relação à massa de cimento

Ref.	Local	Profundidade [mm]	Potencial [mV]	Teor [Cl ⁻] [%]	Limites
1	Pilar 1	15-25	3,5	1,14	≥0,4
		30-40	6,8	0,86	≥0,4
2	Pilar 2	25-35	7,9	0,79	≥0,4
		45-55	8,7	0,74	≥0,4
3	Pilar 3	20-35	-4,7	2,27	≥0,4
		40-50	16,8	0,37	0,2-0,4
4	Pilar 4	20-30	17,2	0,36	0,2-0,4
		35-45	31,6	0,11	≤0,2
5	Pilar 5	25-35	32,5	0,10	≤0,2
		40-50	40,7	0,05	≤0,2
6	Pilar 6	15-25	23,6	0,21	0,2-0,4
		30-45	36,2	0,07	≤0,2
7	Pilar 7	35-45	42,2	0,04	≤0,2
		55-65	44,9	0,04	≤0,2
8	Pilar 8	25-35	47,3	0,03	≤0,2
		40-50	49,9	0,02	≤0,2
9	Pilar 9	60-70	55,3	0,01	≤0,2
		80-90	58,5	0,01	≤0,2
10	Pilar 10	75-85	60,3	0,01	≤0,2
		90-105	64,4	0,01	≤0,2
11	Pilar 11	30-45	52,1	0,02	≤0,2
		55-70	58,7	0,01	≤0,2

Valor médio	0,33	%
Desvio padrão	0,55	%
Coefficiente de variação	165,8	%

O valor médio do teor de cloretos foi de 0,33%, com um desvio padrão de 0,55%, que representa 165,8% do valor médio.

Constata-se que em 8 amostras, correspondentes a 5 locais diferentes, verificou-se um teor de cloretos superior a 0,2%, sendo que em 5 dessas amostras o teor mostrou-se superior a 0,4% (Tabela 15).

7.2.2.4. Determinação do índice esclerométrico

Através da utilização de um esclerómetro de impacto e de acordo com a norma NP EN 12504-2:2012 “Ensaio do betão nas estruturas: Ensaio não destrutivo Determinação do índice esclerométrico”, foi possível avaliar a dureza superficial do betão.

Tabela 16 – Resultados do ensaio esclerométrico

Local	Direção	Leituras										Média [MPa]	Tensão [MPa]	Desvio Padrão
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
Pilares	→	38	37	36	37	35	38	36	37	39	41	37,4	27,5	1,7
	→	36	36	37	35	37	37	37	40	38	37	37,0	27,8	1,3
	→	43	42	38	40	39	39	40	37	41	41	40,0	24,3	1,8
	→	37	38	38	39	37	40	37	39	41	35	38,1	26,8	1,7
	→	37	40	39	38	36	42	36	41	37	40	38,6	26,2	2,1
	→	41	42	40	43	41	39	44	45	42	41	41,8	21,3	1,8
	→	39	40	38	40	41	44	42	40	39	41	40,4	23,7	1,7
	→	37	41	40	36	37	36	37	36	38	37	37,5	27,4	1,7

Resistência característica em cubos, $f_{ck,cube}$	25,6	MPa
Desvio padrão geral	1,7	MPa
Coefficiente de variação	6,8	%

Este ensaio foi efetuado em 8 elementos de betão armado do edifício, resultando num total de 80 impactos (Tabela 16). Através de correlações estabelecidas neste trabalho (Capítulo 5), estimou-se a resistência à compressão uniaxial do betão (relativamente a um cubo), obtendo-se um valor de 25,6 MPa, com um desvio padrão médio de 1,7 MPa, que representa 6,8% da resistência.

7.2.3. DIAGNÓSTICO DAS CAUSAS

O estado de degradação do betão armado é, sem dúvida, a patologia mais preocupante com a existência de múltiplas manifestações de fissuração, desprendimento e delaminação do betão e oxidação das armaduras.

Relativamente aos recobrimentos, os valores obtidos são, genericamente, bastante reduzidos, com um mínimo de 4 mm e um máximo de 41 mm, com um valor médio de 16,8 mm, o que revela uma falta de qualidade de execução e não permite assegurar uma eficaz proteção das armaduras. Este valor é inferior ao valor mínimo regulamentar em vigor à data da construção do edifício (REBAP), que estipula para ambientes muito agressivos, como é manifestamente o caso, um recobrimento mínimo de 40 mm.

A existência de recobrimentos insuficientes não assegura designadamente, para além da referida proteção das armaduras, quer em termos físicos, quer em termos químicos, a eficiente transmissão das forças de ligação entre o aço e o betão. Por outro lado, observa-se ainda uma grande variabilidade de recobrimentos (entre 4 e 41 mm) que se traduz num elevado valor do desvio padrão, que representa 69.0% do valor médio dos recobrimentos, o que denota falta de qualidade na execução.

Quanto à profundidade de carbonatação nos diferentes elementos de betão armado, verifica-se que os valores são bastante elevados, entre um mínimo de 8 mm e um máximo de 65 mm, com um valor médio de 25,5 mm. Estes valores demonstram que as armaduras se encontram, na maioria dos casos, inseridas em betão já carbonatado, tendo em atenção os recobrimentos anteriormente referidos. Existe, portanto, o perigo real de despassivação generalizada das armaduras, comprovada em vários locais do edifício apenas por observação visual. Ainda importa atentar na respetiva variabilidade, com um desvio padrão de 16,7 mm, bastante significativo por corresponder a, aproximadamente, 65% do valor médio da profundidade de carbonatação. Aqui, a falta de qualidade de execução traduz-se na deficiente compacidade do betão.

No que se refere ao teor em iões cloreto, os resultados obtidos indicam um valor médio de 0,33%. Os valores variam entre 0,01 % e 2,27 %, com um desvio padrão de 0,55%, que corresponde à enorme percentagem de 165,8 %, relativamente ao valor médio. Porém, torna-se necessário verificar que existe uma diferença elevada entre os elementos situados no exterior do edifício e os localizados no interior do mesmo. Realmente, nessa grande variabilidade, é perceptível que em elementos exteriores os valores são extremamente elevados e que em elementos interiores do edifício os valores são reduzidos porque estão, obviamente, menos sujeitos aos sais marinhos transportados pelo ar.

Por se localizar em zona costeira, o edifício Carteira está sujeito aos cloretos provenientes da água do mar, neste caso transportados pelo ar e que se depositam no edifício. A norma NP EN 206-1:2007 define a classe de exposição XS1 para este tipo de exposição ambiental (Capítulo 2.2) e estipula um teor de cloretos máximo de 0,2% para betão armado, relativamente à massa de cimento. Os teores obtidos mostraram-se inferiores ao teor máximo de 0,2% em todos os elementos interiores, mas em 8 elementos exteriores, de onde se retiraram amostras, o teor de cloretos mostrou-se superior ao limite regulamentar.

A constatação de que os teores de cloreto diminuem em função da profundidade a que foi retirada a amostra (Tabela 15), é indicador de que os iões cloreto são de origem extrínseca, devido à proximidade do mar. As amostras para determinação do teor de cloretos foram retiradas apenas a profundidades não carbonatadas e, portanto, é evidente que a menor profundidade, o teor de cloretos seria ainda superior.

De acordo com as conclusões acima apresentadas, pode afirmar-se que a manifesta insuficiência generalizada de recobrimentos, as elevadas profundidades de carbonatação e o elevado teor de cloretos em elementos estruturais localizados no exterior originaram a despassivação das armaduras e, conseqüente, corrosão, agravada pela existência conjunta de todas estas anomalias. A corrosão das armaduras, por sua vez, originam a degradação do betão, devido à formação de tensões internas originadas pelo acréscimo volumétrico do aço (formação de óxidos de ferro hidratado).

Em relação à resistência mecânica do betão, apesar do estado visualmente degradado de alguns elementos de betão armado, não se notaram indícios de esforços excessivos resultantes de carência de resistência. O ensaio esclerométrico permitiu estimar a resistência do betão, obtendo-se valores entre um mínimo de 21,3 MPa e um máximo de 27,8 MPa, com uma resistência característica de 25,6 MPa. Este valor cumpre o estipulado no projeto de estabilidade, que refere betão da classe B25, que corresponde ao atual C20/25. A homogeneidade da resistência obtida nos diversos elementos estruturais fica evidenciada pelo reduzido desvio padrão, de que resulta um coeficiente de variação de apenas 6,8%.

Para além das anomalias do betão armado, outras pequenas deficiências se constataram. As manifestações de humidade constituem um problema resultante de deficiências nos sistemas de impermeabilização, que necessitam de ser substituídos. Na cobertura, foi identificada a existência de pendentes incorretas, que dificultavam o escoamento de águas pluviais e que originaram os empoçamentos. A fissuração nas ligações entre os muretes em alvenaria dos terraços e as lajes do pavimento resulta da heterogeneidade dos materiais e do diferenciado comportamento térmico. A fissuração e delaminação do betão em zonas de encastramento de guardas metálicas resulta da corrosão do aço dessas guardas e da respetiva expansão volumétrica. A inadequação das juntas de dilatação resulta da aplicação de materiais não apropriados e da falta de manutenção.

7.3. CASO DE ESTUDO 2 (ARMAÇÃO DE PÊRA)

Este edifício de habitação multifamiliar foi construído em 1982, sendo o projeto de 1981. É constituído por uma estrutura porticada em betão armado com panos preenchidos por alvenaria de tijolo furado.

O edifício, sito na Avenida Beira Mar, em Armação de Pêra, encontra-se na primeira linha de mar e caracteriza-se por 8 pisos acima da cota de soleira e um piso abaixo, correspondente a uma cave destinada a garagem. No rés-do-chão, possui estabelecimentos comerciais e nos restantes pisos, frações de habitação, que são na sua maioria de utilização sazonal (Figura 71).



Figura 71 – Alçado principal do edifício

Neste caso de estudo, foram disponibilizadas algumas peças desenhadas do Projeto de Arquitetura, nomeadamente as plantas dos vários pisos.

7.3.1. INSPEÇÃO VISUAL

A generalidade do edifício mostrou-se visualmente em boas condições de conservação, apresentando, pontualmente, degradação em elementos de betão armado, com delaminação e fissuração do betão, evidenciando a existência de corrosão bastante acentuada das armaduras nessas zonas.

Na cave do edifício, a degradação do betão armado é evidente na laje do teto, sobretudo em um anexo existente na garagem, sendo que também se verifica em algumas vigas e pilares (Figura 72 e Figura 73).



Figura 72 – Deterioração do betão armado na laje do teto da cave



Figura 73 – Deterioração do betão armado em viga e pilar da cave

Em lajes de escada, sobretudo entre o 3º e 4º piso, e entre o 5º e 6º piso, constatou-se a existência de corrosão de armaduras e delaminação do betão (Figura 74), bem como em vigas exteriores, localizadas em 2 varandas do 5º piso (Figura 75).



Figura 74 – Corrosão de armaduras e delaminação em lajes de escada



Figura 75 – Corrosão de armaduras com desprendimentos de betão em varandas

Identificou-se fissuração generalizada em elementos exteriores de betão armado, constatando-se ser de maior expressão em vigas localizadas na cave e nas varandas, com orientação na horizontal ao longo do desenvolvimento do elemento estrutural (Figura 76 e Figura 77).



Figura 76 – Fissuração em vigas



Figura 77 – Fissuração em vigas

Em alvenaria, também foi comprovada a existência de fissuração diversa (Figura 78).

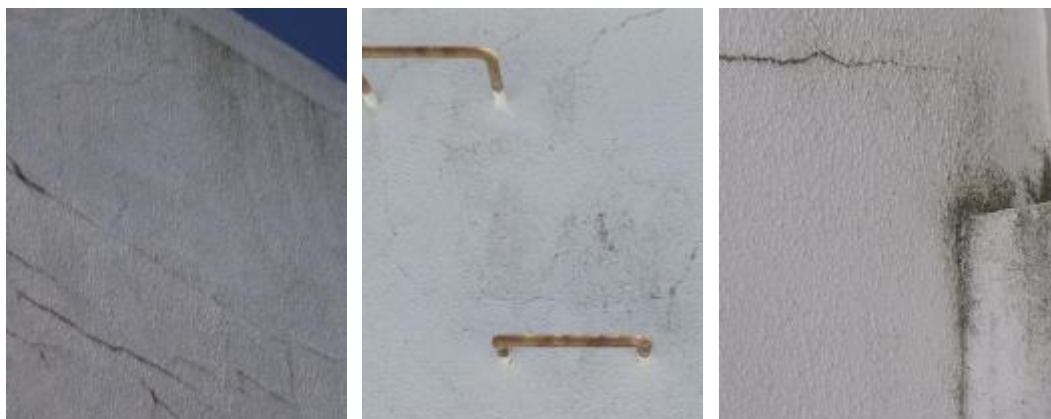


Figura 78 – Fissuração diversa em paredes de alvenaria

Foram também identificadas outros tipos de deterioração, tais como humidades com formação de estalactites no teto da cave, empolamentos na fachada e formação de vegetação parasitária, aparentando a existência de escorrências de águas pluviais nessas zonas (Figura 79).



Figura 79 – Humidades, empolamentos e formação de vegetação parasitária

7.3.2. EXAME

Foram realizadas várias sondagens e ensaios expeditos *in situ* e em laboratório, designadamente a avaliação da profundidade de carbonatação e determinação do teor de cloretos para a caracterização química do betão e a avaliação das espessuras de recobrimento. Foi também determinado o índice esclerométrico do betão, em vários elementos do edifício, apesar de não terem sido detetados quaisquer sintomas que indicassem problemas referentes à resistência do betão, aquando da inspeção visual.

7.3.2.1. Avaliação dos recobrimentos

Efetuar-se sondagens em 57 locais distintos do edifício, quer em zonas onde a armadura se encontra à vista, quer noutras zonas, utilizando o pacómetro, de acordo com a norma BS 1881 - Parte 204:1988.

Tabela 17 – Espessura dos recobrimentos

Ref.	Local	Recobrimento [mm]	Ref.	Local	Recobrimento [mm]	Ref.	Local	Recobrimento [mm]
1	Lajes	5	20	Pilares	26	39	Vigas	13
2		6	21		16	40		11
3		5	22		13	41		10
4		10	23		4	42		13
5		7	24		16	43		16
6		9	25		36	44		12
7		7	26		13	45		10
8		6	27		12	46		14
9		5	28		1	47		13
10		6	29		10	48		10
11		4	30		12	49		15
12		5	31		14	50		14
13		7	32		16	51		22
14		4	33		12	52		12
15		12	34		8	53		9
16		6	35		17	54		14
17		5	36		21	55		12
18		7	37		14	56		16
19		4	38		7	57		8

Média	6,3
Desvio padrão	2,1

Média	14,1
Desvio padrão	7,8

Média	12,8
Desvio padrão	3,2

Média geral	11,1	mm
Desvio padrão geral	6,0	mm
Coefficiente de variação	54,0	%

Os valores obtidos mostram a existência de recobrimentos reduzidos, com valores entre 1 e 36 mm, sendo que nas lajes o recobrimento apresenta espessuras genericamente menores que nos restantes elementos. O valor médio geral é de 11,1 mm e o desvio padrão geral de 6 mm, correspondendo a 54,0% da média aritmética (Tabela 17).

7.3.2.2. Determinação da profundidade de carbonatação

A profundidade de carbonatação foi determinada, utilizando uma solução alcoólica de fenolftaleína, de acordo com a norma EN 14630:2006.

Tabela 18 – Profundidade de carbonatação

Ref.	Local	Profundidade de carbonatação [mm]
1	Pilares	38
2		46
3		49
4		29
5		58
6		34
7	Vigas	21
8		31

9	Lajes	27
10		34
11		28
12		32
Média [mm]		35,6
Desvio padrão [mm]		10,5
Coeficiente de variação [%]		29,6

Foram obtidos valores de profundidade de carbonatação, desde os 21 mm até 58 mm, correspondendo a um valor médio de 35,6 mm e desvio padrão de 10,5 mm que representa 29,6% da média (Tabela 18).

7.3.2.3. Determinação do teor de cloretos

A determinação do teor de cloretos, em relação à massa de cimento, foi realizada utilizando um elétrodo seletivo de cloretos.

Foram analisadas 25 amostras de betão, extraídas em elementos exteriores e a diferentes profundidades, em zonas de betão não carbonatado, apresentando-se os teores obtidos na Tabela 19. Neste ensaio, estimou-se uma dosagem de 350 kg de cimento por metro cúbico de betão.

Tabela 19 – Teor de cloretos [Cl⁻] em relação à massa de cimento

Ref.	Local	Profundidade [mm]	Potencial [mV]	Teor [Cl ⁻] [%]	Limites
1.1	Pilar 22	42-74	-19,0	0,54	≥0,4
1.2		103-137	-6,0	0,23	0,2-0,4
1.3		162-184	0,0	0,16	≤0,2
2.1		0-12	-5,0	0,22	0,2-0,4
2.2		23-35	-9,0	0,28	0,2-0,4
2.3		47-64	3,0	0,13	≤0,2
3.1		52-71	-11,0	0,32	0,2-0,4
4.1	Laje piso -1	32-61	-15,0	0,41	≥0,4
4.2		79-98	-17,0	0,47	≥0,4
5.1		39-58	-11,0	0,32	0,2-0,4
6.1		32-61	-14,0	0,39	0,2-0,4
6.2		79-98	-13,0	0,36	0,2-0,4
7.1	Pilar 14	34-52	-21,0	0,61	≥0,4
7.2		71-87	-17,0	0,47	≥0,4
7.3		108-129	-13,0	0,36	0,2-0,4
8.1		61-86	-23,0	0,70	≥0,4
8.2		107-128	-24,0	0,74	≥0,4
9.1		0-19	-15,0	0,41	≥0,4
9.2	31-49	-6,0	0,23	0,2-0,4	
10.1	Viga (5ºE)	24-42	-18,0	0,50	≥0,4
10.2		54-69	-18,0	0,50	≥0,4
11.1	Laje escada (4º-5º)	0-21	0,0	0,16	≤0,2
11.2		44-62	17,0	0,05	≤0,2
12.1	Viga (5ºD)	0-23	-24,0	0,74	≥0,4
12.2		41-61	-22,0	0,65	≥0,4
Valor médio				0,40	%
Desvio padrão				0,20	%
Coeficiente de variação				49,1	%

O valor médio dos teores de cloreto obtidos foi de 0,40%, com um desvio padrão de 0,20% que representa 49,1% do valor médio.

Das 25 amostras analisadas, 4 apresentaram um teor de cloretos igual ou inferior a 0,2%, 9 amostras apresentaram um teor de cloretos entre 0,2% e 0,4% e 12 apresentaram teores superiores a 0,4%.

7.3.2.4. Determinação do índice esclerométrico

Foi realizado o ensaio esclerométrico, recorrendo a um esclerómetro de impacto Digi-Schmidt 2000, de acordo com a NP EN 12504-2:2012, em 4 elementos do edifício, resultando num total de 110 impactos (Tabela 20).

Tabela 20 – Resultados do ensaio esclerométrico

Local	Direção	Leituras										Média [MPa]	Tensão [MPa]	Desvio Padrão
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
Laje da cave	↑	35	42	31	29	31	31	37	37	38	30	34,10	29,27	4,31
	↑	35	35	40	42	40	38	39	32	36	39	37,60	27,30	3,03
	↑	39	46	39	38	40	42	38	31	38	43	39,40	25,20	3,95
	↑	34	39	38	41	39	37	39	36	33	38	37,40	27,49	2,46
Pilar 1	→	38	36	36	38	33	32	36	41	33	37	36,00	28,55	2,75
	→	59	33	38	31	31	39	39	33	36	38	37,70	27,20	8,12
Pilar 2	→	32	35	31	28	29	29	31	35	34	30	31,40	28,87	2,55
	→	32	25	26	28	26	29	31	35	24	30	28,60	26,71	3,47
Laje escada	→	31	37	31	23	31	33	21	30	36	24	29,70	27,78	5,40
	→	41	41	38	40	39	36	34	35	33	43	38,00	26,90	3,37
	→	38	43	37	39	41	41	42	39	38	40	39,80	24,64	1,93

Resistência característica em cubos, $f_{ck,cube}$	27,3	MPa
Desvio padrão geral	3,8	MPa
Coefficiente de variação	13,8	%

Através de correlações estabelecidas no Capítulo 5, estimou-se a resistência à compressão uniaxial do betão (relativamente a um cubo), obtendo-se um valor de 27,3 MPa, que permite enquadrar o betão na classe de resistência C20/25. Os valores apresentaram um desvio padrão médio de 3,8 MPa, que representa 13,8% da resistência média.

7.3.3. DIAGNÓSTICO DAS CAUSAS

Neste edifício, o estado geral do betão armado é aceitável tendo em conta a idade do edifício, no entanto, pontualmente, existem situações de patologia grave, como oxidação das armaduras e conseqüente degradação do betão armado, exteriorizada por desprendimentos e delaminação do betão.

Na avaliação dos recobrimentos, os valores obtidos são genericamente bastante reduzidos e variáveis, com um mínimo de 1 mm e um máximo de 36 mm e com um valor médio de 11,1 mm. A grande variabilidade de recobrimentos, que se traduz num elevado valor do desvio padrão, representa 68,9% do valor médio dos recobrimentos.

À data do projeto (1981), a normativa em vigor era o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) de 1967, que previa um recobrimento mínimo de 20 mm. Desta forma,

verifica-se que as espessuras de recobrimento obtidas *in situ* são genericamente inferiores ao mínimo de 20 mm, sendo que esse mínimo encontra-se completamente desatualizado em relação à normalização atualmente em vigor, nomeadamente a NP EN 206-1:2007 e NP EN 1992-1, que especificam um recobrimento nominal mínimo de 45 mm para a classe de exposição XS1, como é o caso, devido ao edifício estar sujeito aos cloretos provenientes da água do mar (Capítulo 2.2).

Quanto à profundidade de carbonatação, verifica-se que os valores são bastante elevados, entre um mínimo de 21 mm e um máximo de 58 mm, com um valor médio de 35,6 mm. Este valor sugere, de acordo com os recobrimentos identificados, que a maioria das armaduras se encontra em zona carbonatada, logo despassivadas. O desvio padrão dos valores obtidos foi de 10,5 mm, que corresponde a 29,6% do valor médio, indicando uma variabilidade algo elevada nas profundidades de carbonatação verificadas.

No que se refere ao teor em iões cloreto, a regulamentação atual NP EN 206-1:2007 estipula um teor de cloretos máximo de 0,2% para betão armado, relativamente à massa de cimento, para a classe de exposição XS1, correspondente à localização do edifício em estudo, como referido anteriormente.

Os dados obtidos apresentaram um teor de cloretos médio de 0,40%, variando entre um mínimo de 0,05% e um máximo de 0,74%, com um desvio padrão um pouco elevado de 0,20%, que corresponde a 49,1% do valor médio. Desta forma, os teores obtidos mostraram-se, na sua maioria, superiores ao teor máximo regulamentar.

Verifica-se, também, que a origem dos iões cloreto é extrínseca, pela proximidade do mar, mas também intrínseca, ou seja, já existiam no betão colocado em obra, devido, eventualmente, à utilização de agregados deficientemente lavados. A origem intrínseca de cloretos justifica-se, devido à uniformidade do teor de cloretos, independentemente da profundidade da amostra, como se comprova claramente na Tabela 19, por exemplo nos ensaios realizados na laje do piso -1 e na viga (5^oE).

De acordo com estas conclusões, verifica-se que a degradação pontual do betão armado identificada neste edifício deve-se à insuficiência generalizada de recobrimentos, a elevadas profundidades de carbonatação e ao elevado teor de cloretos em elementos estruturais, agravada pela existência simultânea destas anomalias em alguns locais.

A degradação do betão armado é mais evidente na laje da cave, devido aos recobrimentos serem muito reduzidos nesse elemento, em média metade do recobrimento de outros elementos do edifício, que, por si só, já são bastante reduzidos. Desta forma, as armaduras ficam despassivadas mais rapidamente, quer por carbonatação do betão, quer por ataque de iões cloretos, originando a corrosão das armaduras e a formação de produtos expansivos (óxidos de ferro hidratados), que provocam a fissuração e delaminação do betão.

Relativamente à resistência do betão do edifício, esta não suscitou dúvidas, apesar de o betão armado se encontrar pontualmente degradado não foram identificados outros indícios de revelassem carência de resistência do betão. Os valores de resistência à compressão do betão, que foram estimados de através do ensaio esclerométrico, apesar de não termos tido acesso ao tipo de betão preconizado em projeto, mostraram-se satisfatórios, obtendo-se

valores entre um mínimo de 24,64 MPa e um máximo de 29,27 Mpa, apresentando uma resistência característica de 27,3 MPa e um desvio padrão de 3,8 MPa, que evidência alguma heterogeneidade da resistência do betão da estrutura. Desta forma é possível enquadrar o betão na classe de resistência C20/25.

As restantes anomalias que foram detetadas apresentam uma gravidade menor, tais como humidades com formação de estalactites na cave, devidas a infiltrações nos terraços existentes ao nível do rés-do-chão, empolamentos na fachada e formação de vegetação parasitária, derivada da escorrência de água pelas paredes. Também foi identificada fissuração diversa em alvenaria, resultante da idade e da degradação natural dos materiais.

7.4. CASO DE ESTUDO 3 (COOPERATIVA DE SANTA CATARINA DA FONTE DO BISPO)

As instalações desta cooperativa são uma construção peculiar, situada na povoação de Santa Catarina da Fonte do Bispo, no interior da região do Algarve, tendo sido construída nos anos 50.

Esta construção é constituída por 10 silos em betão armado (Figura 80), que outrora serviram para armazenamento de cereais e que se desenvolvem até uma altura de 26 m, entre o piso 1 e o piso 6. Existem também edifícios de apoio com 2 pisos, compostos por estrutura porticada de betão armado e panos preenchidos por alvenaria.



Figura 80 – Silos da Cooperativa de Santa Catarina da Fonte do Bispo

Foi facultado um levantamento atual do existente e transmitido que as instalações não foram alvo de quaisquer intervenções de reabilitação ao longo dos anos.

7.4.1. INSPEÇÃO VISUAL

Constatou-se a existência de reduzida deterioração no betão armado, que consiste fundamentalmente na delaminação do betão, corrosão de armaduras (Figura 81) e fenómenos de segregação do betão (Figura 82), de forma muito pontual e não generalizada.



Figura 81 – Delaminação do betão devido à corrosão de armaduras



Figura 82 – Segregação do betão originada no processo de betonagem

Verificou-se, também, a existência de fissuração, quer de origem não estrutural, quer de proveniência estrutural, embora de forma muito pontual em qualquer dos casos.



Figura 83 – Medição de abertura de fissura (figura da esquerda); Fissuração (figura da direita)



Figura 84 – Manifestações de fissuração

Observou-se, também, a ocorrência de manifestações de humidade, com manchas, eflorescências e bolores, aparentemente resultantes de infiltrações.



Figura 85 – Manifestações de humidade, manchas, eflorescências e bolores

7.4.2. EXAME

Procedeu-se à avaliação da profundidade de carbonatação e à determinação do teor de cloretos existente, visto a deterioração observada justificar a caracterização química do betão. Foram verificadas, também, as espessuras de recobrimento, de modo a verificar se as armaduras ainda se encontravam passivadas.

Procedeu-se, também, à determinação do índice esclerométrico e à extração e ensaio de carotes, apesar de não se observarem deformações e fissurações anormais. Considerou-se sensato caracterizar a resistência mecânica do betão, tendo em conta a idade das instalações em estudo e a nova utilização que o edifício iria ter.

7.4.2.1. Avaliação dos recobrimentos

Realizaram-se 39 medições em diferentes locais da estrutura, quer em zonas onde a armadura se encontrava à vista, quer noutras zonas utilizando o pacómetro, de acordo com a norma BS 1881 - Parte 204:1988.

Tabela 21 – Espessura dos recobrimentos

Ref.	Local	Recobrimento [mm]	Ref.	Local	Recobrimento [mm]	Ref.	Local	Recobrimento [mm]
1	Silos	6	14	Pilares	8	27	Vigas	13
2		5	15		2	28		10
3		7	16		9	29		7
4		16	17		11	30		14
5		8	18		14	31		17
6		7	19		19	32		24
7		8	20		14	33		8
8		1	21		33	34		11
9		16	22		10	35		21
10		6	23		29	36		18
11		12	24		14	37		9
12		8	25		17	38		12
13		6	26		5	39		14
Média		8,2	Média		14,2	Média		13,7
Desvio padrão		4,2	Desvio padrão		8,8	Desvio padrão		5,1
				Média geral		12,0	mm	
				Desvio padrão geral		6,8	mm	
				Coeficiente de variação		56,5	%	

As medições obtidas demonstraram a existência de recobrimentos muito reduzidos entre 1 e 33 mm, sendo o valor médio menor nos silos, comparativamente a pilares e vigas. O valor médio geral é de 12 mm e o desvio padrão geral de 6,8 mm, que corresponde a 56,5% da média geral.

7.4.2.2. Determinação da profundidade de carbonatação

Foram realizadas 36 medições de profundidade de carbonatação em diferentes elementos, tais como lajes, vigas e pilares dos edifícios de apoio e em paredes dos silos, com recurso a uma solução alcoólica de fenolftaleína, conforme definido na norma EN 14630:2006.

Tabela 22 – Profundidade de carbonatação

Ref.	Local	Profundidade de carbonatação [mm]	Ref.	Local	Profundidade de carbonatação [mm]
1	Silos	75	19	Lajes	12
2		75	20		41
3		48	21		87
4		26	22		87
5		21	23		39
6		23	24		34
7		34	25	Vigas	58
8		39	26		41
9		29	27	Pilares	7
10		14	28		49
11		9	29		37
12		29	30		29

13		9	31		41
14		27	32		37
15		18	33		38
16		14	34		47
17		17	35		36
18		12	36		55
Média		28,8	Média		43,1
Desvio padrão		19,8	Desvio padrão		20,3
Média geral		35,9	mm		
Desvio padrão geral		21,0	mm		
Coeficiente de variação		58,5	%		

De acordo com os valores dados obtidos (Tabela 22), verifica-se que os valores variam desde os 7 mm até aos 87 mm, sendo, em média, menor nos silos do que em vigas, pilares e lajes. O valor médio geral é de 35,9 mm e desvio padrão geral de 21,0 mm, que representa 58,5% da média geral.

7.4.2.3. Determinação do teor de cloretos

Extraíram-se 30 amostras de betão a diferentes profundidades em zonas não carbonatadas, de forma a determinar a percentagem de teores de cloreto [Cl⁻] em relação à massa de cimento estimada, que, no caso, foi de 350 kg por metro cúbico de betão.

Este ensaio foi realizado com recurso a um elétrodo seletivo de cloretos.

Tabela 23 – Teor de cloretos [Cl⁻] em relação à massa de cimento

Ref.	Local	Profundidade [mm]	Potencial [mV]	Teor [Cl ⁻] [%]	Limites
1	PAREDE SILOS	55 - 67	2,2	0,02	≤0,2
2		28 - 39	1,4	0,03	≤0,2
3		24 - 33	-2,8	0,04	≤0,2
4		37 - 46	-1,3	0,03	≤0,2
5		32 - 41	-4,3	0,04	≤0,2
6		12 - 21	-2,1	0,04	≤0,2
7		31 - 42	-0,4	0,03	≤0,2
8		29 - 38	-7,8	0,06	≤0,2
9		45 - 54	2,8	0,02	≤0,2
10		20 - 28	-4,1	0,04	≤0,2
11		16 - 26	-4,6	0,04	≤0,2
12		19 - 29	-2,3	0,04	≤0,2
13		14 - 23	-2	0,03	≤0,2
14		26 - 35	5,4	0,02	≤0,2
15		19 - 31	-1,6	0,03	≤0,2
16		39 - 52	7,5	0,02	≤0,2
17	LAJE	14 - 25	0,4	0,03	≤0,2
18		89 - 98	-3,7	0,04	≤0,2
19		37 - 47	1,2	0,03	≤0,2
20	VIGA	44 - 53	-3,3	0,04	≤0,2
21	PILAR	39 - 48	-4,5	0,04	≤0,2
22		9 - 18	-5,4	0,05	≤0,2
23		51 - 61	-7,6	0,06	≤0,2
24		39 - 48	-7,8	0,06	≤0,2
25		51 - 59	-8,2	0,06	≤0,2
26		39 - 49	-8,2	0,06	≤0,2
27		55 - 64	-7,9	0,06	≤0,2
28		32 - 41	-6,2	0,05	≤0,2
29		46 - 56	-4,6	0,04	≤0,2

30	44 - 53	3,2	0,02	≤0,2
----	---------	-----	------	------

Valor médio	0,04	%
Desvio padrão	0,01	%
Coef. de variação	33,5	%

O valor médio de teor de cloretos foi de 0,04%, com um desvio padrão de 0,01%, que representa 33,5% da média. Constata-se que nenhuma das amostras apresentou um teor de cloretos superior 0,2%.

7.4.2.4. Determinação do índice esclerométrico

O ensaio esclerométrico foi realizado de acordo com a norma NP EN 12504-2:2012, em 15 locais distintos, resultando num total de 150 impactos (Tabela 24).

Tabela 24 – Resultados do ensaio esclerométrico

Local	Direção	Leituras										Média [MPa]	Tensão [MPa]	Desvio Padrão
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
Lajes	↑	28	29	25	32	29	30	28	32	27	27	28,7	26,8	2,2
	↑	31	31	32	32	32	33	31	33	34	31	32,0	29,1	1,1
Vigas	→	34	35	36	36	37	34	35	37	33	37	35,4	28,9	1,4
Pilares	→	36	37	36	36	35	35	39	37	38	36	36,5	28,2	1,3
	→	32	31	30	32	32	33	30	29	29		31,0	28,7	1,4
Muro	→	39	37	41	40	42	35	38	37	40	38	38,7	26,1	2,1
Silos	→	31	35	36	36	32	37	33	33	33	35	34,1	29,3	2,0
	→	31	32	30	31	32	30	31	31	32	31	31,1	28,7	0,7
	→	40	39	35	38	40	40	35	37	38	37	37,9	27,0	1,9
	→	39	39	36	35	34	37	33	36	37	39	36,5	28,2	2,1
	→	36	41	37	40	40	42	42	41	37	40	39,6	24,9	2,2
	→	37	34	36	39	38	39	41	38	38	39	37,9	27,0	1,9
	→	36	42	37	38	39	37	41	39	39	37	38,5	26,3	1,9
	→	39	41	40	41	41	38	39	39	37	39	39,4	25,2	1,3
→	41	43	38	39	37	41	39	42	40	40	40,0	24,3	1,8	

Resistência característica em cubos, $f_{ck,cube}$	27,3	MPa
Desvio padrão geral	1,7	MPa
Coeficiente de variação	6,2	%

Através de correlações estabelecidas no Capítulo 5 deste trabalho, estimou-se a resistência à compressão uniaxial do betão (relativamente a um cubo), obtendo-se um valor de 27,3 MPa, suficiente para enquadrar o betão na classe de resistência C20/25, com um desvio padrão médio de 1,7 MPa, que representa 6,2% da resistência.

7.4.2.5. Ensaio de carotes à compressão uniaxial

De forma a estabelecer melhor as características de resistência do betão, procedeu-se à extração e ensaio à compressão uniaxial de 10 carotes (Tabela 25). Este ensaio também permitiu comparar a resistência obtida no ensaio mecânico com a resistência estimada, através do ensaio esclerométrico, aplicando as correlações estabelecidas no Capítulo 3.

Tabela 25 – Resultados do ensaio à compressão uniaxial de carotes

Carote	Diâmetro [cm]	Força de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]
1	10,4	187	22
2	10,4	326	38,5
3	10,4	248	29
4	10,4	191	22,5
5	10,4	242	28,5
6	10,4	153	18
7	10,4	204	24
8	10,4	144	17
9	10,4	171	20
10	10,4	191	22,5
Tensão média [MPa]			24,2
Desvio padrão [MPa]			6,4
Coeficiente de variação [%]			26,3

Os valores de tensão adquiridos variaram entre um mínimo de 17 MPa e um máximo de 38,5 MPa, obtendo-se um valor médio de 24,2 MPa, com um desvio padrão de 6,4 MPa, que representa 26,3% da tensão média.

Aplicando o especificado na NP EN 13791, obtém-se o valor estimado da resistência característica à compressão do betão ($f_{ck,cyl}$) em cilindros de 22,6 MPa, sendo este um valor aceitável, podendo enquadrar-se o betão na classe de resistência C20/25.

7.4.3. DIAGNÓSTICO DAS CAUSAS

As instalações da cooperativa de Santa Catarina da Fonte do Bispo apresentam diversas anomalias, facto normal para uma estrutura dos anos 50 e que, supostamente, nunca foi alvo de nenhuma intervenção de reabilitação. A degradação do betão armado é, evidentemente, a anomalia mais gravosa e que necessita de especial atenção, tendo em vista a segurança estrutural do edifício.

Relativamente às sondagens e ensaios efetuados, constatou-se, na avaliação dos recobrimentos, que os valores obtidos são bastante reduzidos e variáveis, com um mínimo de 1 mm e um máximo de 33 mm, sendo o valor médio de 12 mm. O desvio padrão dos recobrimentos é de 6,8 mm, que representa 56,5% da média geral, valor elevado e que revela a variabilidade de recobrimentos obtidos.

O regulamento em vigor, nos anos 50, era o Regulamento do Betão Armado (RBA), aprovado em 1935, que especificava um recobrimento mínimo de 20 mm, desde que não fosse inferior ao diâmetro dos varões. Verifica-se que a maioria dos recobrimentos obtidos são inferiores a esse mínimo, especialmente nos silos. O edifício ao localizar-se numa zona interior, afastado do mar, considera-se que as armaduras do betão armado estão sujeitas a corrosão induzida por carbonatação, assim, segundo a norma NP EN 206-1:2007, o edifício enquadra-se na classe de exposição XC4 (Capítulo 2.2). Para esta classe de exposição ambiental a norma NP EN 1992-1, especifica um recobrimento nominal mínimo de 40 mm, o que demonstra que as espessuras de recobrimentos obtidas são bastante inferiores à regulamentação atual.

Quanto à profundidade de carbonatação, verifica-se que os valores são bastante elevados,

entre um mínimo de 7 mm e um máximo de 87 mm, com um valor médio de 35,9 mm. Esta elevada variabilidade de recobrimentos é comprovada pelo desvio padrão de 21,0 mm que representa 58,5% da média geral. Verifica-se, também, que as profundidades de carbonatação são consideravelmente menores nos silos do que em vigas, pilares e lajes. No entanto, tendo em conta a insuficiência de recobrimentos observada, conclui-se que, independentemente do elemento estrutural, as armaduras devem encontrar-se na generalidade dos casos em zona carbonatada.

Na regulamentação portuguesa atual, NP EN 206-1:2007, estipula-se para betão armado um teor máximo de iões cloreto de 0,4 %, relativamente à massa de cimento, para a classe de exposição XC4, correspondente às instalações em estudo como explicado anteriormente. Os teores obtidos evidenciam um teor médio de 0,04%, bastante reduzido e muito abaixo dos valores máximos regulamentares, o que permite concluir, naturalmente, que a degradação do betão armado evidenciada não se deve à presença de cloretos no betão.

Deste modo, pode concluir-se que a insuficiência generalizada de recobrimentos e as elevadas profundidades de carbonatação são as principais causas da degradação do betão armado, provocando a corrosão das armaduras e a consequente formação de produtos expansivos que originam a delaminação do betão.

Os resultados obtidos no ensaio esclerométrico expuseram uma resistência característica estimada de 27,3 MPa, com um desvio padrão de 1,7 MPa, que representa apenas 6,2% da resistência evidenciando, assim, alguma heterogeneidade da resistência do betão. A resistência estimada através do ensaio esclerométrico permite enquadrar o betão na classe de resistência C20/25.

No ensaio à compressão uniaxial das carotes, obteve-se um valor médio de 24,2 MPa, com um desvio padrão de 6,4 MPa, que representa 26,3% da tensão média, o que demonstra uma variabilidade de resistência maior do que no ensaio esclerométrico. Aplicando o especificado na NP EN 13791, obtém-se o valor da resistência característica à compressão do betão para um cilindro ($f_{ck,cyl}$) de 22,6 MPa, sendo este um valor aceitável, permitindo enquadrar o betão na classe de resistência C20/25.

Desta forma, conclui-se que a resistência à compressão do betão é satisfatória e, aparentemente, não implica riscos para a estrutura. Verifica-se, também, que a estimativa da resistência, através do ensaio esclerométrico (27,3 Mpa em cubos), permitiu enquadrar o betão na mesma classe de resistência que o ensaio de carotes (22,6 Mpa em cilindros), comprovando um nível de correspondência elevado entre o índice esclerométrico (ensaio expedito) e a resistência à compressão.

Outras anomalias, como fissuras aparentemente estabilizadas e com reduzida abertura e algumas manifestações de humidade, através de manchas, eflorescências e bolores, resultantes de deficiências de impermeabilização de lajes, constituem anomalias de muito reduzida expressão e facilmente retificáveis.

7.5. CASO DE ESTUDO 4 (CAMPUS DA PENHA)

O Campus da Penha, sito na estrada da Penha em Faro, é constituído por vários edifícios que tiveram a sua construção iniciada em 1981. Estes edifícios, pertencentes à Universidade do Algarve, são constituídos por estrutura porticada em betão armado à vista, pintado, e panos duplos de alvenaria de tijolo furado.



Figura 86 – Vista aérea dos edifícios em estudo do Campus da Penha

Esta análise irá abranger 3 edifícios do Campus da Penha, aqui designados por edifício em "U", bloco central e cantina. De referir que estes edifícios localizam-se a uma distância aproximada da linha de costa de 3 km.

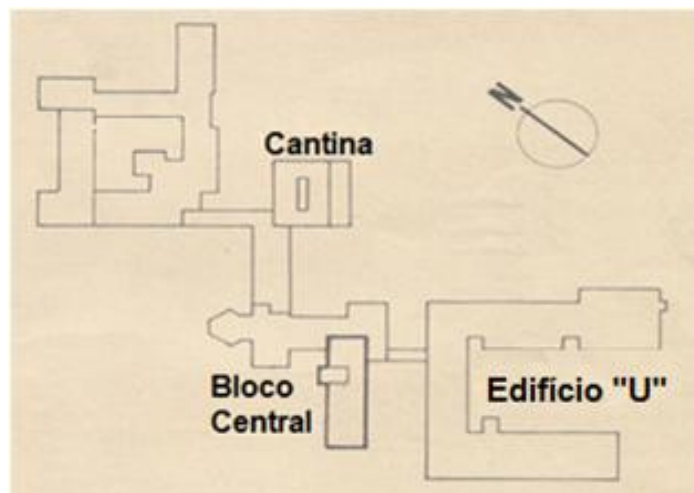


Figura 87 – Planta de implantação dos edifícios em estudo

Segundo informações recolhidas junto dos serviços técnicos, foram realizadas, anteriormente, algumas intervenções de reparação bastante simples, consistindo apenas na reparação “cosmética” do betão, nomeadamente a remoção pontual do betão empolado/delaminado e a sua substituição por argamassas de reparação, com posterior pintura.

7.5.1.INSPEÇÃO VISUAL

A inspeção visual dos edifícios permitiu verificar claramente que, de um modo geral, os elementos em betão armado, concretamente naqueles em que o betão se encontra à vista, apresentam degradação, particularmente fissuração, empolamento e delaminação (Figura 88), que expõem a corrosão de armaduras (Figura 89).



Figura 88 – Empolamento e delaminação do betão



Figura 89 – Degradação do betão armado por corrosão de armaduras

Constatou-se, visualmente, que a degradação do betão armado, por oxidação das armaduras, é mais evidente na generalidade das palas de sombreamento em betão armado à vista, existentes nas janelas.



Figura 90 – Degradação de palas de sombreamento em betão armado

Foram identificadas algumas situações de patologia grave, nomeadamente no pórtico de ligação entre o edifício em “U” e o bloco central, onde o estado de corrosão das armaduras era evidente, bem como a degradação do betão que daí advém (Figura 91 e Figura 92).



Figura 91 – Corrosão generalizada das armaduras



Figura 92 – Degradação do betão armado por corrosão das armaduras

Identificou-se, também, fissuração em diversos elementos de betão armado, presumivelmente originada pela oxidação das armaduras e consequente formação de produtos expansivos.



Figura 93 – Fissuração

Foi comprovada, também, alguma fissuração não estrutural de predominância horizontal em elementos interiores, concretamente junto aos vãos (Figura 94).

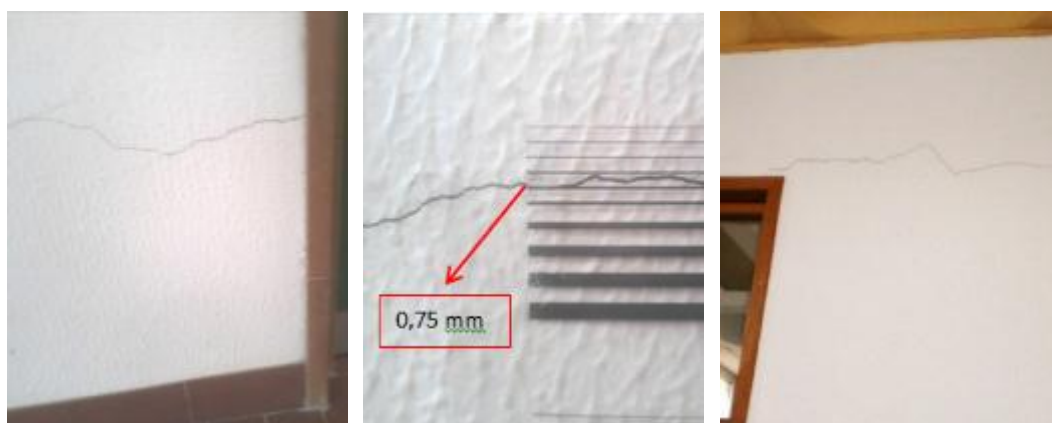


Figura 94 – Fissuração em vãos interiores

Em todos os edifícios é visível a degradação das pinturas exteriores, na forma de fissuração, empolamentos, e desagregação da pintura. Verificou-se, também, a existência de vegetação parasitária em platibandas e, em alguns locais, principalmente na pala de ligação entre o bloco central e a cantina, a formação de estalactites (depósitos de carbonato de cálcio) (Figura 95).

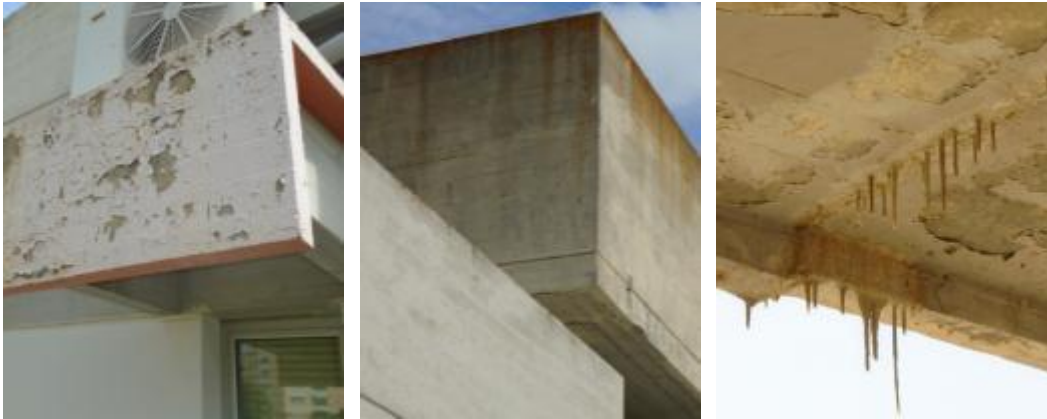


Figura 95 – Degradação de pinturas, vegetação parasitária e estalactites

7.5.2. EXAME

De acordo com a notória degradação do betão armado, procedeu-se à avaliação das espessuras de recobrimento das armaduras e à caracterização química do betão, determinando a profundidade de carbonatação e o teor de cloretos do betão.

Realizou-se, também, em diversos locais, a determinação do índice esclerométrico, visto tratar-se de um ensaio bastante simples e permitir comparar a estimativa da resistência do betão com o preconizado no projeto, apesar de nada, na fase de inspeção visual, ter suscitado dúvidas em relação à resistência mecânica do betão.

7.5.2.1. Avaliação dos recobrimentos

Recorrendo a um pacómetro, de acordo com a norma BS 1881 - Parte 204:1988, ou a uma fita métrica em zonas onde as armaduras estavam à vista, efetuaram-se sondagens em 39 locais distintos do edifício com o intuito de aferir as espessuras dos recobrimentos (Tabela 26).

Tabela 26 – Espessura dos recobrimentos

Ref.	Local	Recobrimento [mm]	Ref.	Local	Recobrimento [mm]	Ref.	Local	Recobrimento [mm]
1	Lajes	10	14	Pilares	15	27	Vigas	25
2		5	15		28	14		
3		7	16		29	11		
4		5	17		30	25		
5		11	18		31	19		
6		15	19		32	26		
7		8	20		33	12		
8		6	21		34	17		
9		2	22		35	10		
10		4	23		36	15		
11		6	24		37	9		
12		8	25		38	17		

13	13	26	13	39	14
Média	7,7	Média	19,6	Média	16,5
Desvio padrão	3,7	Desvio padrão	5,0	Desvio padrão	5,8
Média geral		14,6	mm		
Desvio padrão		7,0	mm		
Coeficiente de variação		48,0	%		

Os dados obtidos mostram a existência de recobrimentos reduzidos e variáveis, com valores entre 2 e 29 mm, apresentando em lajes espessuras de recobrimento bastante inferiores aos restantes elementos. O valor médio geral é de 14,6 mm e o desvio padrão geral de 7 mm, correspondendo a 48,0% da média geral.

7.5.2.2. Determinação da profundidade de carbonatação

De acordo com a norma EN 14630:2006, foi utilizada uma solução alcoólica de fenolftaleína para determinar a profundidade de carbonatação, em 20 locais diferentes.

Tabela 27 – Profundidade de carbonatação

Ref.	Local	Profundidade de carbonatação [mm]	Ref.	Local	Profundidade de carbonatação [mm]
1	Pilares	38	11	Vigas	44
2		47	12		72
3		52	13		76
4		63	14		51
5		27	15		49
6		40	16		44
7		35	17		24
8		58	18	Lajes	17
9		49	19		21
10		35	20		20
Valor médio geral		43,1	mm		
Desvio padrão		16,6	mm		
Coeficiente de variação		38,6	%		

As profundidades de carbonatação obtidas variam entre um mínimo de 17 mm até um máximo de 76 mm, sendo o valor médio de 43,1 mm e o desvio padrão de 16,6 mm, que representa 38,6% do valor médio (Tabela 27).

7.5.2.3. Determinação do teor de cloretos

Na Tabela 28, estão apresentados os teores de iões cloreto [Cl⁻] em relação à massa de cimento de 23 amostras de betão extraídas a diferentes profundidades em zonas não carbonatadas. O ensaio expedito, através de eléctrodo seletivo de cloretos, permitiu obter os referidos teores, estimando uma dosagem de 350 kg de cimento por metro cúbico de betão.

Tabela 28 – Teor de cloretos [Cl⁻] em relação à massa de cimento

Ref.	Local	Profundidade [mm]	Potencial [mV]	Teor [Cl ⁻] [%]	Limites
1	Pilares	55 - 60	37	0,30	0,2-0,4
2		50 - 55	34	0,16	≤0,2
3		55 - 60	51	0,26	0,2-0,4
4		65 - 70	47	0,38	0,2-0,4
5		28 - 40	7,5	0,15	≤0,2
6		49 - 73	-4,5	0,28	0,2-0,4
7	Vigas	50 - 55	37	0,59	≥0,4
8		75 - 80	76	0,05	≤0,2
9		78 - 82	84	0,03	≤0,2
10		55 - 60	63	0,10	≤0,2
11		52 - 57	67	0,07	≤0,2
12		27 - 42	-15	0,49	≥0,4
13		44 - 60	8	0,14	≤0,2
14		68 - 78	9	0,13	≤0,2
15	Lajes	45 - 50	39	0,28	0,2-0,4
16		35 - 40	27	0,49	≥0,4
17		40 - 45	27	0,49	≥0,4

Valor médio	0,26	%
Desvio padrão	0,18	%
Coef. de variação	68,2	%

O valor médio do teor de cloretos foi de 0,26%, com um desvio padrão de 0,18%, que representa 68,2% do valor médio.

Constatou-se que, das 17 amostras analisadas, 8 amostras apresentam um teor de cloretos inferior a 0,2%, 5 amostras possuem um teor compreendido entre 0,2% e 0,4% e 4 amostras um teor de cloretos superior a 0,4%, em relação à massa de cimento.

7.5.2.4. Determinação do índice esclerométrico

Através da utilização do esclerómetro de impacto “Digi-Schmidt 2000”, de acordo com a NP EN 12504-2:2012, foi possível avaliar a dureza superficial do betão em 20 elementos de betão armado do edifício, resultando num total de 200 impactos (Tabela 29).

Tabela 29 – Resultados do ensaio esclerométrico

Local	Direção	Leituras										Média [MPa]	Tensão [MPa]	Desvio Padrão
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
Muro	→	32	34	33	31	32	35	36	34	32	31	33,0	29,3	1,7
	→	40	39	37	36	39	45	40	40	38	38	39,2	25,5	2,4
Pilares	→	39	39	38	37	36	38	37	34	40	38	37,6	27,3	1,7
	→	37	39	38	36	35	39	32	38	36	36	36,6	28,1	2,1
	→	39	36	38	36	34	38	38	44	39	40	38,2	26,7	2,7
	→	36	37	43	42	39	37	40	37	42	36	38,9	25,9	2,7
	→	39	41	40	40	38	36	33	35	40	38	38,0	26,9	2,6
	→	38	37	38	39	38	35	38	38	39	37	37,7	27,2	1,2
	→	36	40	39	37	35	39	41	34	37	40	37,8	27,1	2,3
	→	36	38	35	39	38	38	40	38	35	40	37,7	27,2	1,8
	→	35	36	34	38	39	38	36	38	38	39	37,1	27,8	1,7
	→	45	40	39	37	38	36	39	38	36	40	38,8	26,0	2,6
Vigas	→	42	32	18	32	38	45	41	26	40	44	35,8	28,7	8,7
	→	32	30	47	25	41	19	27	18	18	38	29,5	27,6	10,1
	→	41	38	44	45	20	27	35	42	32	25	34,9	29,1	8,6
	→	28	44	44	38	12	43	23	32	30	28	32,2	29,2	10,3

→	42	32	41	27	43	29	17	18	47	44	34,0	29,3	11,0
→	32	30	26	18	29	37	39	32	19	47	30,9	28,6	8,8
→	41	38	40	18	21	39	40	38	41	20	33,6	29,3	9,7
→	28	44	44	38	12	43	23	45	10	27	31,4	28,9	13,4

Resistência característica em cubos, $f_{ck,cube}$	27,8	MPa
Desvio padrão geral	5,3	MPa
Coefficiente de variação	19,1	%

Através de correlações estabelecidas no Capítulo 5, estimou-se a resistência à compressão uniaxial do betão (relativamente a um cubo de 15 cm de aresta), obtendo-se um valor de 27,8 MPa, que permite enquadrar o betão na classe de resistência C20/25. Os valores apresentaram um desvio padrão médio de 5,3 MPa, que representa 19,1% da resistência.

7.5.2.5. Diagnóstico das causas

Os edifícios analisados, pertencentes ao Campus da Penha, apresentam uma significativa degradação do betão armado que, apesar de pontual apresenta um avançado estado de degradação, com corrosão de armaduras, diminuição significativa do diâmetro e consequente fissuração e delaminação do betão.

Na avaliação dos recobrimentos, os valores obtidos são genericamente, bastante reduzidos e variáveis, com um mínimo de 2 mm e um máximo de 29 mm e com um valor médio de 14,6 mm. A grande variabilidade de recobrimentos, que se traduz num elevado valor do desvio padrão, representa 48,0% do valor médio dos recobrimentos.

Dado o projeto ser anterior a 1983, a normativa em vigor era o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) de 1967, que previa um recobrimento mínimo de 20 mm. Desta forma, verifica-se que as espessuras de recobrimento obtidas *in situ* são, em média, bastante inferiores. As normas NP EN 206-1:2007 e NP EN 1992-1, especificam um recobrimento nominal mínimo de 45 mm para a classe de exposição XS1, edifícios sujeitos aos cloretos provenientes da água do mar (Capítulo 2.2), que é manifestamente o caso. Comparativamente à regulamentação atual, que é mais exigente, os recobrimentos obtidos são claramente insuficientes.

Na avaliação da profundidade de carbonatação, verificou-se que os valores são elevados, variando entre 17 mm até 76 mm, com um valor médio de 43,1 mm. Este valor sugere, de acordo com os recobrimentos identificados, que a maioria das armaduras se encontra em zona carbonatada, logo despassivadas. O desvio padrão das profundidades obtidas foi de 16,6 mm, que corresponde a 38,6% do valor médio, indicando uma variabilidade algo elevada das profundidades de carbonatação obtidas.

Relativamente ao teor de iões cloreto, a regulamentação NP EN 206-1:2007 estipula um teor de cloretos máximo de 0,2% para betão armado, relativamente à massa de cimento, para a classe de exposição XS1, correspondente à localização do edifício em estudo.

Os dados obtidos apresentaram um teor de cloretos médio de 0,26%, variando entre um

mínimo de 0,03% e um máximo de 0,59%, com um desvio padrão um pouco elevado de 0,18%, que corresponde a 68,2% do valor médio. Desta forma, verifica-se que os teores obtidos mostraram-se, na sua maioria, superiores ao teor máximo regulamentar.

Verifica-se que a origem dos iões cloreto é extrínseca, previsivelmente pela proximidade do mar, devido ao facto de o teor de cloretos diminuir na generalidade dos casos em função da profundidade. Desta forma, como as amostras foram obtidas em zonas não carbonatadas, ou seja, a profundidades mais elevadas, conclui-se que o teor de cloretos seria ainda superior a profundidades menores.

Assim, é possível concluir que a degradação do betão armado deve-se à insuficiência de recobrimentos, à elevada profundidade de carbonatação e ao elevado teor de cloretos, que, conjuntamente, contribuem para a despassivação das armaduras, levando à ocorrência de corrosão e degradação do betão na forma de fissuração e delaminação. Também o facto de se tratar de betão à vista, promove a ocorrência mais rápida dos fenómenos de degradação acima mencionadas, devido à inexistência de reboco, que funciona como uma camada superficial de proteção do betão contra os agentes agressores. Nestes casos devem ser tomadas medidas especiais para garantir a longevidade das estruturas, como por exemplo a adoção de espessuras de recobrimento mais elevadas, no entanto não se verifica que tenha sido o caso, visto as espessuras de recobrimentos identificadas serem bastante reduzidas.

Em relação à resistência à compressão do betão, os valores estimados, através do ensaio esclerométrico, são satisfatórios, apresentando uma resistência característica de 27,8 MPa, que permite enquadrar o betão na classe de resistência C20/25. O desvio padrão de 5,3 MPa considera-se algo elevado, em relação ao valor médio da resistência, representando 19,1% da mesma, o que evidencia alguma heterogeneidade da resistência do betão da estrutura, principalmente em vigas onde os valores do desvio padrão são mais elevados, no entanto, não se considera provável a existência de anomalias estruturais (mecânicas) de acordo com os dados obtidos.

Relativamente às restantes anomalias identificadas, conclui-se que são de menor gravidade e de fácil reparação, tais como fissuração não estrutural, degradação das pinturas exteriores (empolamentos e desagregação), além da existência pontual de vegetação parasitária e formação de estalactites, sendo estas anomalias resultantes da idade e degradação natural dos materiais.

7.6. CONCLUSÕES DOS CASOS DE ESTUDO

Os dados obtidos permitiram identificar diversas anomalias e também, concluir que em qualquer dos casos de estudo, a degradação do betão armado é claramente a anomalia mais gravosa e que requer uma abordagem diferenciada. Na Tabela 30, sintetizam-se os principais dados obtidos para cada edifício.

Tabela 30 – Quadro comparativo dos diversos casos de estudo

Características	Casos de Estudo			
	1	2	3	4
Data de construção	1988	1982	1950-1960	1981
Classe de exposição	XS1	XS1	XC4	XS1
Espessura do recobrimento (média)	16,8 mm	11,1 mm	12,0 mm	14,6 mm
Profundidade de carbonatação (média)	25,5 mm	35,6 mm	35,9 mm	43,1 mm
Teor de cloretos	0,33%	0,40%	0,04%	0,26%
Resistência à compressão estimada (cubo)	25,6 MPa	27,3 Mpa	27,3 Mpa	27,8 Mpa

Dos edifícios analisados, três foram construídos na década de 80 e um na década de 50, e portanto, sendo edifícios já com alguma idade, é expectável que apresentassem degradação originada pelo envelhecimento natural dos materiais.

Segundo norma NP EN 206-1:2007 e de acordo com a localização de cada edifício (Capítulo 2.2), foi possível enquadrar os edifícios contruídos na década de 80 na classe de exposição ambiental XS1, devido ao facto de se localizarem próximos do mar, e portanto, o principal fator de desencadeamento da corrosão das armaduras serem os cloretos transportados pelo ar. A classe de exposição XS1 é bastante agressiva para os edifícios pois ao risco de corrosão das armaduras por carbonatação do betão, inerente a qualquer estrutura, á que acrescentar o ataque das armaduras pelos iões cloretos, que é ainda mais agressivo.

O caso de estudo 3, ao contrário dos restantes casos de estudo, localiza-se num zona interior, afastada de zonas costeiras, e portanto segundo a norma NP EN 206-1:2007 enquadra-se na classe de exposição XC4, que considera a carbonatação do betão como o principal indutor da corrosão nas armaduras do betão armado.

Relativamente às sondagens e ensaios realizados, verificam-se recobrimentos insuficientes em todos os casos de estudo, atingindo, em alguns casos, valores quase nulos. Analisando a Tabela 30 verifica-se que, a média das espessuras dos recobrimentos não satisfazem o mínimo regulamentar à data da construção dos edifícios e, portanto, comparativamente às normas vigentes os valores de recobrimento identificados, ainda se encontram mais desatualizados e inconformes. A existência de recobrimentos insuficientes não assegura uma eficaz proteção das armaduras, quer em termos físicos, quer em termos químicos, além de uma eficiente transmissão das forças de ligação entre o aço e o betão.

A insuficiência de recobrimentos são um problema construtivo, tendo origem em erros de execução, reveladores de uma generalizada falta de qualidade. Poder-se-á previsivelmente apontar, entre outras deficiências, à não utilização de espaçadores entre as armaduras e a cofragem.

A existência de armaduras em zonas de betão carbonatado é, também, um problema comum a todos os casos de estudo. Na Tabela 30 verifica-se que a profundidade de carbonatação média em cada caso de estudo é elevada, além do facto de ser bastante superior à espessura de recobrimento média, indicando que, as armaduras já se encontram em zona carbonatada, ou seja, sujeitas à despassivação e corrosão há bastante tempo (Capítulo 2.3.1).

Relativamente ao teor de cloretos, verificou-se, como era esperado, um elevado teor, apenas nos casos de estudo localizados em zona litoral, designadamente no caso de estudo 1, 2, e 4. O teor de cloretos máximo definido pela norma NP EN 206-1:2007 em função da classe de exposição XS1 é de 0,2%, pelo que através da Tabela 30 verifica-se que os valores médios superam esse limite para os referidos casos de estudo. Os edifícios localizados em zonas costeiras estão sujeitos aos sais marinhos transportados pelo ar e que se depositam nos edifícios e penetram no betão armado atingindo as armaduras (origem extrínseca). No caso de estudo 2, o elevado teor de cloretos também tem origem intrínseca, devido, eventualmente, à utilização de agregados deficientemente lavados no betão, que transportavam iões cloreto. O facto das amostras para determinação do teor de cloretos terem sido retiradas apenas a profundidades não carbonatadas e, a origem da maior parte dos cloretos ser extrínseca, indica que a menor profundidade o teor de cloretos seria ainda superior, e portanto as armaduras estão sujeitas a um teor de cloretos elevado, visto que as amostras para determinação do teor de cloretos terem sido retiradas a profundidades maiores do que as espessuras de recobrimento.

Na Tabela 31, sintetizam-se as causas de degradação do betão armado que foram identificadas nos diferentes casos de estudo.

Tabela 31 – Causas da deterioração do betão armado nos edifícios analisados

Casos de Estudo	Causas da deterioração		
	Recobrimento insuficiente	Betão carbonatado	Elevado teor de cloretos
1	X	X	X
2	X	X	X
3	X	X	
4	X	X	X

Verifica-se que, de acordo com os dados obtidos, a degradação do betão armado tem entre os diferentes casos de estudo, origens comuns, sendo que as anomalias mais frequentes, consistem na sua maioria, em fissuras, desagregações e delaminações originadas pela corrosão das armaduras.

A degradação do betão armado, identificada nos casos de estudo, deve-se, exceto no caso de estudo 3, à existência combinada de teores de cloretos elevados e carbonatação do betão em zonas de armaduras. Certamente, um destes fenómenos foi o primeiro a atingir as armaduras e a iniciar o processo de corrosão, no entanto, verificou-se em alguns locais a existência combinada destes fenómenos que amplifica a velocidade do processo de corrosão das armaduras e a conseqüente degradação do betão (Capítulo 2.3.1).

De acordo com os dados recolhidos no ensaio para determinação do índice esclerométrico e nos valores de resistência à compressão daí estimados, através de correlações desenvolvidas neste trabalho (Capítulo 5), verifica-se que em nenhum dos casos de estudo a resistência do betão se apresentou preocupantemente reduzida. Deste modo, depreende-se que a degradação do betão armado identificada nos casos de estudo, apresenta exclusivamente uma origem química, não existindo a nível mecânico qualquer escassez de resistência à compressão do betão.

7.7. PROPOSTAS DE REPARAÇÃO

No presente capítulo, foram realizados os diagnósticos precisos das causas da deterioração do betão armado, pois apenas assim é possível a definição de um método de reparação apropriado, conforme indicação da norma NP EN 1504:2009 “Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão”. A parte 9 da referida norma apresenta diversos princípios e métodos para a proteção e reparação de estruturas de betão conforme apresentado no Capítulo 4.

Da análise dos casos de estudo, foi possível deduzir que a degradação do betão armado é comum a todos eles, sendo a origem dessa anomalia o fato das armaduras se encontrarem em ambiente carbonatado e, nos casos localizados em zona litoral, simultaneamente com um teor de cloretos elevado, exteriorizando-se através da corrosão de armaduras, fissuração e delaminação do betão.

Concretamente para os locais onde se verificou a degradação do betão, o método de reparação aconselhado baseia-se na restauração do betão (remoção e substituição), identificado pelo princípio 3 da norma NP EN 1504-9 e descrito em pormenor no Capítulo 4.3 deste trabalho. Nos casos em que se verifique também a corrosão das armaduras, estas devem ser isentas de corrosão e reforçadas, se necessário, devendo ser empregue o princípio 11 da referida norma, com o objetivo de controlar as áreas anódicas, aplicando sobre as armaduras um revestimento activo, do tipo “Mapefer 1K” da Mapei (Anexo 5), ou um revestimento de barreira e, só após a execução dessa tarefa, proceder à restauração do betão com argamassas adequadas, como por exemplo a “Mapegrout Tissotropico” da Mapei (Anexo 6).

Os princípios e métodos referidos no parágrafo anterior, são os métodos usualmente utilizados na reparação de estruturas de betão devido à sua simplicidade de execução e custo reduzido comparativamente com outras soluções mais onerosas que só se justificam em estruturas de grande valor patrimonial e/ou cultural.

Tendo em conta a degradação geral do betão armado, verificada no caso de estudo 4 e o fato de ser uma estrutura de betão à vista, recomenda-se, como medida preventiva e de manutenção, a aplicação de um inibidor de corrosão no betão, do tipo “Sika Ferrogard-903 Plus” da Sika (Anexo 7), de forma a migrar para o interior do betão e proteger as armaduras da corrosão, prolongando, assim, o tempo de vida da estrutura. A norma NP EN 1504-9 insere este método no princípio 11 (controlo de áreas anódicas), classificando-o como o método 11.3 “Aplicação de inibidor de corrosão no ou ao betão”. O funcionamento e aplicação deste método encontra-se descrito em pormenor no Capítulo 4.4 deste trabalho.

Analisando os edifícios em questão, considera-se bastante provável que o valor patrimonial e/ou cultural não justificaria a utilização de métodos eletroquímicos para tratamento do betão armado (Capítulo 4.5) devido ao seu elevado custo.

8. CONCLUSÕES

Ao contrário do que seria expectável, e tal como se apresenta no Capítulo 6 do presente trabalho, verificou-se que, uma grande percentagem de edifícios mais recentes, com estrutura em betão armado, sofre de diversas e graves manifestações de patologia construtiva. Quando seria expectável que fossem edifícios mais antigos, de estrutura em alvenaria resistente a apresentarem mais situações anómalas, constatou-se que nestes a incidência de patologias era menos notória. Este facto, que serviu de incentivo à realização deste trabalho, demonstra que, apesar de em tempos mais recentes o desenvolvimento dos materiais e o conhecimento dos mesmos ser mais aprofundado, na prática isso não se reflete diretamente na durabilidade das construções, visto a qualidade da construção ser influenciada por múltiplos fatores.

O grande “boom” observado no setor da construção na região do Algarve, iniciado na década de 70, levou à construção desenfreada e, amiúde descuidada, devido à celeridade de construção necessária para dar resposta à elevada procura. Esse facto, aliado à constante carência de mão-de-obra devidamente qualificada, continua hoje em dia a provocar imensos problemas, originando inúmeras manifestações de patologia construtiva, devidas em grande parte a erros de construção.

A análise das várias peritagens técnicas efetuadas ao longo dos anos pelo Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Universidade do Algarve, permitiu constatar que o parque edificado no Algarve padece de problemas, na sua maioria, relacionados com a falta de manutenção dos edifícios e erros de execução. No caso de estruturas de betão armado os erros de execução estão associados, principalmente, à insuficiência de recobrimento das armaduras que é um fator fundamental na durabilidade de uma estrutura.

Através do tratamento dos dados recolhidos, verificou-se que a maior percentagem dos edifícios alvo de peritagem técnica localizam-se a menos de 2000 metros da orla costeira. Esta conclusão, baseada numa amostra considerável de 109 edifícios localizados no Algarve, reflete a realidade existente em zonas próximas do litoral, onde os sais marinhos, transportados pelo ar, submetem as estruturas de betão armado ao ataque por iões cloreto, ao longo de toda a vida útil da estrutura.

Essa agressividade persistente do ambiente para com as construções, aliada à existência de recobrimentos insuficientes, devido a erros de execução e a regulamentação menos exigente, aquando da construção dos edifícios mais antigos, gera, hoje em dia, o constante aparecimento de fenómenos de patologia muito graves que afetam o betão armado, causando a corrosão das armaduras e gerando outro tipo de manifestações como a fissuração e delaminação do betão, que por sua vez facilitam a entrada de iões cloreto e a carbonatação do betão, traduzindo-se numa conseqüente diminuição das condições de desempenho, conforto e durabilidade dos edifícios.

A realidade observada evidenciou, de forma insofismável, que o grave problema da corrosão das armaduras no betão armado, pelo menos nos edifícios localizados no Algarve, resulta de

dois fenómenos principais de deterioração, uma deterioração generalizada resultante da carbonatação do betão e uma deterioração pontual provocada pela presença de um teor excessivo de iões cloreto.

O facto de grande parte dos edifícios na região do Algarve apresentarem uma utilização sazonal, principalmente os edifícios localizados no litoral, também contribui bastante para o aparecimento e desenvolvimento rápido de anomalias, pois as frações encontram-se fechadas a maior parte do ano, sem condições apropriadas de ventilação, o que causa entre outros, o aparecimento de humidades e bolores, que como se apurou no Capítulo 6.3, são dos fenómenos que mais se verificam no edificado algarvio. A utilização sazonal dos edifícios, além de causar a deteção tardia das anomalias, também origina que os proprietários tendam a não resolver os problemas, quando estes são detetados, por desfrutarem dos edifícios em curtas temporadas e, desta forma, não quererem assumir as despesas inerentes à inevitável deterioração que o passar dos anos provoca. Claro que esta negligência é muito perniciosa porque a situação se vai progressivamente degradando, provocando o aparecimento de novas anomalias e o desenvolvimento mais rápido das mesmas, tornando a reparação exponencialmente mais dispendiosa à medida que o tempo passa e a degeneração se acentua.

Como referido no Capítulo 6.2, através de dados disponibilizados pelo Instituto Nacional de Estatística, constata-se que o edificado algarvio concentra-se mais em zonas litorais do que em zonas mais interiores, e portanto, grande parte dos edifícios no Algarve encontra-se em zonas de exposição ambiental mais agressiva, nomeadamente sujeitas ao ataque por iões cloreto, muitas vezes em simultâneo com a carbonatação do betão. A tendência é para que, as anomalias existentes hoje em dia, à medida que os edifícios vão envelhecendo, se tornem mais graves e em maior número, caso não sejam tomadas medidas preventivas e corretivas de forma a mitigar e corrigir, tanto os efeitos do envelhecimento natural dos materiais, como os efeitos causados pela exposição ambiental a que os mesmos se encontram submetidos.

As técnicas de ensaio em edifícios, aqui abordadas, constituem uma síntese de informação muito importante para uma avaliação objetiva. Neste trabalho, foram caracterizados os diversos ensaios utilizados em edifícios de betão armado, tendo sido apresentados ensaios não destrutivos ou moderadamente destrutivos que produzem resultados de forma expedita e de que resultam danos nas estruturas muito pouco significativos ou mesmo sem ocorrência de quaisquer danos, e com custos reduzidos e, por outro lado, ensaios destrutivos, mais rigorosos, mas, no entanto, muito mais intrusivos e dispendiosos.

Sempre que possível será desejável recorrer o menos possível a ensaios destrutivos nas estruturas. Como se referiu anteriormente, a intrusividade que implicam, para além do tempo necessário e do custo envolvido, aconselham a que se procure outra forma de obtenção de resultados através de ensaios expeditos. Assim, de forma a complementar toda a informação já reunida, decidiu-se estudar a relação entre diversos ensaios indiretos e a resistência real à compressão do betão, de forma a permitir despistar anomalias de origem mecânica.

No Capítulo 5 deste trabalho, concluiu-se que o ensaio esclerométrico é o que apresenta melhor relação com a resistência mecânica do betão, comparativamente com os ensaios com o equipamento de ultrassons ou o de arrancamento, designado por “*pull-off*”. No entanto,

verificou-se, também, que o uso combinado de métodos expeditos poderá reduzir ligeiramente os erros de correlação e, assim, sempre que tal seja exequível, obter melhor correspondência.

A função de correlação determinada entre o valor do índice esclerométrico e a resistência à compressão do betão, permite estimar a resistência à compressão do betão de forma bastante expedita e pouco dispendiosa com um erro médio de 9,0%. Considera-se que a precisão obtida é, em muitos casos suficiente para a rápida despistagem de anomalias e a verificação da necessidade ou não de se proceder à extração de carotes para efetuar a determinação da resistência à compressão uniaxial em prensa. Por outro lado, mesmo que se considere indispensável efetuar a extração de carotes, o ensaio esclerométrico é um auxiliar precioso, para determinar os locais mais representativos onde se procederá à extração de carotes. Esta determinação expedita da resistência à compressão do betão torna-se um elemento importante, pela informação significativa que possibilita e, simultaneamente, pela rapidez de execução, pelo custo inexpressivo e pela não intrusividade. Futuramente, a realização de estudos similares e, eventualmente, mais aprofundados, permitirão definir mais objetivamente os diversos condicionalismos que se apresentam em casos concretos e aumentar o grau de confiança nestes ensaios não destrutivos para estimar a resistência à compressão do betão.

Neste trabalho foram pesquisadas, as técnicas e sistemas de reparação e proteção do betão armado, que se julgaram mais importantes tendo em conta as manifestações de patologia evidenciadas no edificado algarvio. Essas técnicas e sistemas estão definidas na parte 9 da norma NP EN 1504:2009 “produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão”, sendo que a abordagem efetuada neste trabalho serve como apoio para a sua compreensão e para a conceção de trabalhos de reparação e/ou proteção de estruturas de betão armado.

No Capítulo 7, a análise dos casos de estudo culminou com a identificação das anomalias, realização de ensaios e elaboração de diagnósticos, bem como a prescrição de possíveis métodos e sistemas de reparação do betão armado, demonstrando, assim, num único capítulo, a aplicação prática de toda a informação reunida neste trabalho tendo em conta as anomalias que melhor representam a situação existente no Algarve, em edifícios de betão armado. No geral, os edifícios localizados em zonas litorais expõem anomalias mais severas do que os edifícios mais afastados da costa, devido à agressividade dos iões cloreto, presentes na água do mar, e que são transportados pelo ar, estando, assim, as estruturas sujeitas a ambientes mais agressivos, o que faz com que a degradação dos materiais seja mais rápida e gravosa, comparativamente com edifícios localizados em zonas mais interiores.

As anomalias mais frequentes identificadas nos edifícios analisados consistem, na sua maioria, em corrosão e perdas de secção das armaduras, originada pela despassivação das mesmas devido à carbonatação do betão e/ou presença de cloretos. Como referido anteriormente os produtos da corrosão são altamente expansivos o que origina o aparecimento de fissuras, desagregações e delaminações do betão, tornando mais fácil o ingresso de agentes agressivos como a água, dióxido de carbono e iões cloreto, acelerando assim, ainda mais, o desenvolvimento desses fenómenos.

A necessidade de reabilitação de edifícios face ao aparecimento de anomalias construtivas e estruturais requer técnicos extraordinariamente capacitados para inspecionar, diagnosticar e determinar soluções de reparação e assim esta dissertação procurou também abranger as

diferentes matérias que se relacionam com a patologia de edifícios, constituindo uma súmula de informação necessária ao estudo das anomalias dos edifícios, do betão armado e dos seus principais mecanismos de deterioração.

Tendo em conta a evolução dos métodos construtivos no nosso País, não existem dados que indiquem que o sistema construtivo corrente, com estrutura porticada de betão armado, possa sofrer alterações num futuro próximo, e assim, é previsível que o tema deste trabalho se mantenha, infelizmente, perfeitamente atual. Por outro lado, tal como já ocorre há muito na Europa, existindo na atualidade, em Portugal, uma maior preocupação com a preservação do património edificado e com a respetiva reabilitação, em detrimento da anterior opção pela construção nova, este trabalho poderá constituir uma base de estudo que se deseje profícua.

9. BIBLIOGRAFIA

- [1] Cóias, V., *Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*. IST Press, Lisboa, 2006.
- [2] Appleton, J., *Estruturas de Betão*. Orion, Lisboa, 2013.
- [3] Collen, I., Plantier, M., Aleixo, J., Couto, J., Pedro, P., Lima, M., Peneda, S., Brito, J. de, *Diagnóstico e patologia de construções em betão armado*. 2004.
- [4] Watt, D., *Building pathology: Principles and practice*. John Wiley & Sons, Oxford, 2008.
- [5] Elguero, A., *Patologías elementales*. Nobuko, Buenos Aires, 2004.
- [6] Chaves, A., «Patologia e Reabilitação de Revestimentos de Fachadas», Dissertação de Mestrado, Univerisidade do Minho, 2009.
- [7] Albano, J., «Inspeção e Reabilitação de Estruturas Segundo a NP EN 1504 – Caso de Obra», Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2011.
- [8] NP EN 1504-9 (2009), *Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão – Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 9: Princípios gerais para a utilização de produtos e sistemas*. Norma Europeia, CEN.
- [9] Appleton, J., Costa, A., *Estruturas de Betão I - Materiais*. IST, 2002.
- [10] Jones, D., *Principles and Prevention of Corrosion*. Prentice Hall, New Jersey, 1996.
- [11] Coutinho, J., *Melhoria da Durabilidade dos Betões por Tratamento da Cofragem*. FEUP edições, Porto, 2005.
- [12] Cerro-Prada, E., Costa, V., et al, «Interface between cement paste and thin TiN film for corrosion resistance enhancement; Structural, morphological and electrochemical properties», *Construction and Building Materials*, vol. 80, Elsevier Ltd, pp. 48–55, 2015.
- [13] Neville, A., *Properties of Concrete*, 5.^a ed. Pearson Education Limited, Harlow, 2011.
- [14] Bentur, A., Diamond, S., Berke, N., *Steel Corrosion in Concrete: Fundamentals and civil engineering practice*. E & FN Spon, Londres, 1997.
- [15] Basheer, P., Chidiac, S., Long, A., «Predictive models for deterioration of concrete structures», *Construction and Building Materials*, vol. 10, Elsevier Ltd, pp. 27–37, 1996.
- [16] Ponte, H., «Fundamentos da Corrosão: Eletroquímica aplicada e corrosão TQ-417». [Em linha]. Disponível em: <http://www.gea.ufpr.br/arquivos/lea/material/Fundamentos da Corrosao.pdf>. [Acedido: 10-Mai-2016].
- [17] Ferreira, R., «Avaliação de ensaios de durabilidade do betão», Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2000.
- [18] NP EN 206-1 (2007), *Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. Norma Europeia, CEN.

- [19] APEB, «Guia para a utilização da norma NP EN 206-1», 2008.
- [20] Santos, T., «Corrosão das Armaduras do Betão Armado Causas , Consequências , Prevenção e Projeto de Durabilidade Resumo», Dissertação de Mestrado, ISEL, 2014.
- [21] Romano, P., Brito, P., Rodrigues, L., «Monitoring of the degradation of concrete structures in environments containing chloride ions», *Construction and Building Materials*, vol. 47, Elsevier Ltd, pp. 827–832, 2013.
- [22] Garcia-lodeiro, I., Palomo, J., Palomo, A., Fernández-Jiménez, A., «A statistical approach to the study of concrete carbonation», vol. 64, n. 313, Elsevier Ltd, pp. 1–9, 2014.
- [23] «Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigon armado», CYTED - Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnologia para el Desarrollo, p. 208, 1998.
- [24] Zhao, X., Gong, P., Qiao, G., Lu, J., Lv, X., Ou, J., «Brillouin corrosion expansion sensors for steel reinforced concrete structures using a fiber optic coil winding method», *Sensors*, vol. 11, Elsevier Ltd, pp. 10798–10819, 2011.
- [25] Merçon, F., Guimarães, P., Mainier, F., «Corrosão: Um exemplo usual de fenómeno químico», pp. 11–14, 2004.
- [26] Portland Cement Association, «Types and Causes of Concrete Deterioration», *PCA R&D Spec. N. 2617*, pp. 1–16, 2002.
- [27] Han, S.-J., Lee, D. H., Kim, K., Seo, S., Moon, J., Monteiro, P., «Degradation of flexural strength in reinforced concrete members caused by steel corrosion», *Construction and Building Materials*, vol. 54, Elsevier Ltd, pp. 572–583, 2014.
- [28] Köliö, A., Honkanen, M., Lahdensivu, J., Vippola, M., Pentti, M., «Corrosion products of carbonation induced corrosion in existing reinforced concrete facades», *Cement and Concrete Research*, vol. 78, Elsevier Ltd, pp. 200–207, 2015.
- [29] Bijen, J., *Durability of Engineering Structures: Design, Repair and Maintenance*. CRC Press, Cambridge, 2003.
- [30] Appleton, J., Costa, A., «Deterioração de Estruturas de Betão», IST.
- [31] Silva, J., «Métodos Electroquímicos para Prevenção da Deterioração e Reparação de Estruturas de Betão Armado», Dissertação de Mestrado, IST, 2007.
- [32] International Federation for Structural Concrete, «Model Code for Service Life Design», *bulletin No. 34*, Laussane, 2010.
- [33] Köliö, A., Pakkala, T., Lahdensivu, J., Kiviste, M., «Durability demands related to carbonation induced corrosion for Finnish concrete buildings in changing climate», *Engineering Structures*, vol. 62–63, Elsevier B.V., pp. 42–52, 2014.
- [34] Appleton, J., Costa, A., «Reparação de estruturas de betão armado», IST, Lisboa, 2002.
- [35] Hills, T., Gordon, F., Florin, N., Fennell, P., «Statistical analysis of the carbonation rate

- of concrete», *Cement and Concrete Research*, vol. 72, Elsevier Ltd, pp. 98–107, 2015.
- [36] Papadakis, V., Vayenas, C., Fardis, M., «Fundamental modelling and experimental investigation of concrete carbonation», *American Concrete Institute Materials Journal*, vol. 88, n. 4, pp. 363–373, 1991.
- [37] Monteiro, I., «Modelação da evolução da carbonatação em elementos de betão armado», Dissertação de Mestrado, IST, 2010.
- [38] Gouveia, J., «Degradação do Betão por Fenómenos de Carbonatação: Consequências nas Armaduras das Edificações após anos 50 na Cidade de Lisboa», Dissertação de Mestrado, ISEL, 2010.
- [39] «Australian Concrete X-Ray». [Em linha]. Disponível em: <http://concretexray.com.au/services/concrete-investigation/carbonation-testing.html>. [Acedido: 24-Abr-2016].
- [40] Köliö, A., Niemelä, P., Lahdensivu, J., «Evaluation of a carbonation model for existing concrete facades and balconies by consecutive field measurements», *Cement and Concrete Composites*, vol. 65, Elsevier Ltd, pp. 29–40, 2016.
- [41] Richardson, M., *Fundamentals of Durable Reinforced Concrete*. Spon Press, Londres, 2003.
- [42] Shaheen, F., Pradhan, B., «Effect of chloride and conjoint chloride–sulfate ions on corrosion of reinforcing steel in electrolytic concrete powder solution (ECPS)», *Construction and Building Materials*, vol. 101, Elsevier Ltd, pp. 99–112, 2015.
- [43] Yu, Z., Chen, Y., Liu, P., Wang, W., «Accelerated simulation of chloride ingress into concrete under drying–wetting alternation condition chloride environment», *Construction and Building Materials*, vol. 93, n. 2015, Elsevier Ltd, pp. 205–213, 2015.
- [44] Neville, A., «The confused world of sulfate attack on concrete», *Cement and Concrete Research*, vol. 34, n. 8, Elsevier Ltd, pp. 1275–1296, 2004.
- [45] Ikumi, T., Cavalaro, S., Segura, I., de la Fuente, A., Aguado, A., «Simplified methodology to evaluate the external sulfate attack in concrete structures», *Materials and Design*, vol. 89, Elsevier Ltd, pp. 1147–1160, 2016.
- [46] Aye, T., Oguchi, C., «Resistance of plain and blended cement mortars exposed to severe sulfate attacks», *Construction and Building Materials*, vol. 25, n. 6, Elsevier Ltd, pp. 2988–2996, 2011.
- [47] Nie, Q., Zhou, C., Li, H., Shu, X., Gong, H., Huang, B., «Numerical simulation of fly ash concrete under sulfate attack», *Construction and Building Materials*, vol. 84, Elsevier Ltd, pp. 261–268, 2015.
- [48] «Sulphate attack». [Em linha]. Disponível em: <http://www.slideshare.net/chazza1234/sulphate-attack>. [Acedido: 07-Fev-2016].
- [49] «Improved durability of concrete with Ecocem». [Em linha]. Disponível em: <http://www.ecocem.ie/technical,durability.htm>. [Acedido: 07-Fev-2016].

- [50] Santos, M., Brito, J. De, «O panorama nacional das reacções álcalis-sílica em betões», pp. 57–71, 2008.
- [51] Salta, M., Silva, A., Técnico, G., «Processos de deterioração», LNEC, 2013.
- [52] Rodrigues, R., Silva, F., «Análise Estatística da Patologia em Edifícios Recentes», *Congresso Construção*, Coimbra, 2007.
- [53] Ferreira, J., «Técnicas de Diagnóstico de Patologias em Edifícios», Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2010.
- [54] Sampaio, C., «Caracterização do Betão através de Técnicas Não-Destrutivas», Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2010.
- [55] Nawy, E., *Concrete Construction Engineering Handbook*. CRC Press, Boca Raton, 2008.
- [56] American Concrete Institute, *ACI Manual of Concrete Inspection*. ACI, 2007.
- [57] Turcry, P., Oksri-Nelfia, L., Younsi, A., Aït-Mokhtar, A., «Analysis of an accelerated carbonation test with severe preconditioning», *Cement and Concrete Research*, vol. 57, Elsevier Ltd, pp. 70–78, 2014.
- [58] Martín-Del-Río, J., Alejandro, F., Márquez, G., Blasco, F., «An argument for using alizarine yellow R and indigo carmine to determine in situ the degree of alkalinity in reinforced concrete», *Construction and Building Materials*, vol. 40, Elsevier Ltd, pp. 426–429, 2013.
- [59] Raupach, M., Büttner, T., *Concrete Repair to EN 1504: Diagnosis, Design, Principles and Practice*. CRC Press, Boca Raton, 2014.
- [60] Sohaghpurwala, A., *Manual on Service Life of Corrosion-damaged Reinforced Concrete Bridge Superstructure Elements, Report 558*. Transportation Research Board, Washington, 2006.
- [61] Roque, M., «Inspeção de estruturas de betão armado e pré- esforçado através da técnica de ultra-sonografia por intremédio do tomógrafo de ultra-sons - MIRA», Dissertação de Mestrado, IST, 2014.
- [62] CNS Instruments LTD, *Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester*. CNS, Londres.
- [63] Bungey, J., Grantham, M., Millard, S., *Testing of Concrete in Structures: Fourth Edition*. Taylor & Francis, Abington, 2006.
- [64] Fernandes, L., Costa, D., Costa, H., «Determinação da Resistência à Compressão do Betão através de Ensaios de Carotes não Normalizados», *Encontro Nacional de Betão Estrutural*, Porto, pp. 24–26, 2012.
- [65] Júlio, E., «Avaliação in situ da resistência à compressão do betão», *2º Seminário: A Intervenção no Património, Práticas de conservação e Reabilitação*, Porto, p. 12, 2014.
- [66] Progeni Engineering, «Ensaio Esclerométrico», pp. 1–4, 2015.

- [67] Coleman, G., «Humidímetros, eléctricos ou “carbide” ?», pp. 1–5, 1999.
- [68] Progeni Engineering, «Inspeção Termográfica», pp. 1–2, 2015.
- [69] Coutinho, J., «NP EN 12350 – Ensaio do betão fresco», 2003.
- [70] Córias, V., «Construção nova e reabilitação são coisas diferentes», *GECORPA. Lisboa*, 2009.
- [71] BASF, «Norma Europeia EN 1504: Um guia ilustrado, simplificado para todos os intervenientes na reparação de betão».
- [72] MAPEI, «Catálogo Geral», 2015.
- [73] BASF, «MasterProtect 8000 CI». pp. 1–4, 2015.
- [74] Sika, «Sika Ferrogard -903 Plus». pp. 1–5, 2015.
- [75] BASF, «MasterProtect 8000 CI - Guía rápida de prospección de estruturas y edificios para inhibir la corrosión del hormigón armado», 2013.
- [76] Kakuba, G., «The Impressed Current Cathodic Protection System», Dissertação de Mestrado, Universidade Tecnológica de Eindhoven, 2005.
- [77] Lourenço, Z., «Cathodic protection of reinforced concrete», *Construction and Building Materials*, vol. 6, n. 3, Elsevier Ltd, pp. 179–183, 2007.
- [78] Beamish, S., «Corrosion protection for reinforced concrete Highway Structures», *EM Highway Services*.
- [79] MAPEI, «Galvanic cathodic protection to impede corrosion of steel», 2013.
- [80] MAPEI, «Mapeshield I». 2012.
- [81] González, F., Fajardo, G., Arliguie, G., Juárez, C., Escadeillas, G., «Electrochemical realkalisation of carbonated concrete: An alternative approach to prevention of reinforcing steel corrosion Electrochemical Realkalisation of Carbonated Concrete: an Alternative Approach to Prevention of Reinforcing Steel Corrosion», *International Journal Of Electrochemical Science*, vol. 6, n. October, pp. 6332–6349, 2015.
- [82] Broomfield, J., «Realkalisation». [Em linha]. Disponível em: <http://www.jpbroomfield.co.uk/pages/realkalisation.php>. [Acedido: 15-Mai-2016].
- [83] Breyse, D., «Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods», *Construction and Building Materials*, vol. 33, Elsevier Ltd, pp. 139–163, 2012.
- [84] Szilágyi, K., Borosnyói, A., Zsigovics, I., «Rebound surface hardness of concrete: Introduction of an empirical constitutive model», *Construction and Building Materials*, vol. 25, n. 5, Elsevier Ltd, pp. 2480–2487, 2011.
- [85] Laranja, R., Brito, J., «Utilização de Técnicas Bayesianas na Avaliação da Resistência à Compressão do Betão em Estruturas Existentes», *LNEC, Lisboa*, 2002.

- [86] Instituto Nacional de Estatística, *Anuário Estatístico da Região Algarve 2015*. INE, Lisboa, 2015.
- [87] aicep Portugal Global, «As Regiões de Portugal – Região Algarve», 2010.
- [88] CCDR Algarve, «Estratégia de Desenvolvimento do Algarve 2007- 2013», *CCDR Algarve*, 2007.
- [89] «Site Autárquico de Alcoutim». [Em linha]. Disponível em: <http://www.cm-alcoutim.pt/pt/menu/222/demografia.aspx>. [Acedido: 11-Dez-2017].
- [90] Instituto Nacional de Estatística, *Censos*. INE, Lisboa, 2011.
- [91] Instituto Nacional de Estatística, *Estatísticas da Construção e Habitação 2014*. INE, Lisboa, 2014.

10. ANEXOS

10.1. ANEXO 1: CLASSES DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL DE ACORDO COM A NP EN 206-1:2007

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos
Sem risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão não armado e sem metais embebidos: todas as exposições, excepto ao gelo/degelo, à abrasão ou ao ataque químico. Para betão armado ou com metais embebidos: ambiente muito seco	Betão no interior de edifícios com muito baixa humidade do ar
Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com baixa humidade do ar; Betão permanentemente submerso em água.
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a longos períodos de contacto com a água; Muitas fundações.
XC3	Moderadamente húmido	Betão no interior de edifícios com moderada ou elevada humidade do ar; Betão no exterior protegido da chuva.
XC4	Ciclicamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas ao contacto com a água, fora do âmbito da classe XC2
Corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar		
XD1	Moderadamente húmido	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas; Betão exposto a águas industriais contendo cloretos.
XD3	Ciclicamente húmido e seco	Partes de pontes expostas a salpicos de água contendo cloretos; Pavimentos; Lajes de parques de estacionamento de automóveis.
Corrosão induzida por cloretos da água do mar		
XS1	Ar transportando sais marinhos mas sem contacto directo com a água do mar	Estruturas na zona costeira ou na sua proximidade
XS2	Submersão permanente	Partes de estruturas marítimas
XS3	Zonas de marés, de rebentação ou de salpicos	Partes de estruturas marítimas

Ataque pelo gelo/degelo com ou sem produtos descongelantes		
XF1	Moderadamente saturado de água, sem produtos descongelantes	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF2	Moderadamente saturado de água, com produtos descongelantes	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF3	Fortemente saturado, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF4	Fortemente saturado, com produtos descongelantes	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes Superfícies de betão expostas ao gelo e a salpicos de água contendo produtos descongelantes; Zonas das estruturas marítimas expostas à rebentação e ao gelo.
Ataque químico		
XA1	Ligeiramente agressivo	Água do mar; Solos naturais e águas subterrâneas contendo agentes químicos agressivos para o betão e para os elementos metálicos embebidos (de acordo com o Quadro 2 da norma)
XA2	Moderadamente agressivo	
XA3	Fortemente agressivo	

10.2. ANEXO 2: RESULTADOS DO ENSAIO DE ULTRASSONS

Proveite	Tipo de medição	Valor do ensaio [μs]			Média [μs]	Desvio padrão [μs]	Distância [mm]	Velocidade média [mm/μs]			Velocidade média [mm/μs]	Desvio padrão [mm/μs]	Coef. de variação
		1	2	3				1	2	3			
1	MD	36,4	35,5	35,1	35,67	0,67	150	4,12	4,23	4,27	4,21	0,08	1,9%
	MSD	26,2	24,8	24,6	25,20	0,87	110	4,20	4,44	4,47	4,37	0,15	3,4%
	MI	29,9	29,6	23,6	27,70	3,55	100	3,34	3,38	4,24	3,65	0,51	13,8%
2	MD	36,3	35,7	35,2	35,73	0,55	150	4,13	4,20	4,26	4,20	0,06	1,5%
	MSD	24,3	23,2	22,2	23,23	1,05	110	4,53	4,74	4,95	4,74	0,21	4,5%
	MI	29,9	23,2	23,4	25,50	3,81	100	3,34	4,31	4,27	3,98	0,55	13,8%
3	MD	35,5	35,0	34,4	34,97	0,55	150	4,23	4,29	4,36	4,29	0,07	1,6%
	MSD	23,2	22,3	22,2	22,57	0,55	110	4,74	4,93	4,95	4,88	0,12	2,4%
	MI	24,3	23,4	23,3	23,67	0,55	100	4,12	4,27	4,29	4,23	0,10	2,3%
4	MD	35,2	35,3	35,1	35,20	0,10	150	4,26	4,25	4,27	4,26	0,01	0,3%
	MSD	22,4	22,5	22,6	22,50	0,10	110	4,91	4,89	4,87	4,89	0,02	0,4%
	MI	24,4	23,6	23,2	23,73	0,61	100	4,10	4,24	4,31	4,22	0,11	2,6%
5	MD	35,4	34,7	34,3	34,80	0,56	150	4,24	4,32	4,37	4,31	0,07	1,6%
	MSD	21,8	21,6	22,2	21,87	0,31	110	5,05	5,09	4,95	5,03	0,07	1,4%
	MI	25,4	24,2	23,9	24,50	0,79	100	3,94	4,13	4,18	4,08	0,13	3,2%
6	MD	35,3	34,7	34,3	34,77	0,50	150	4,25	4,32	4,37	4,32	0,06	1,4%
	MSD	22,2	22,3	21,8	22,10	0,26	110	4,95	4,93	5,05	4,98	0,06	1,2%
	MI	22,9	21,7	21,8	22,13	0,67	100	4,37	4,61	4,59	4,52	0,13	3,0%
7	MD	36,6	36,1	35,6	36,10	0,50	150	4,10	4,16	4,21	4,16	0,06	1,4%
	MSD	22,9	22,1	21,9	22,30	0,53	110	4,80	4,98	5,02	4,93	0,12	2,3%
	MI	25,4	24,6	23,9	24,63	0,75	100	3,94	4,07	4,18	4,06	0,12	3,0%
8	MD	39,4	39,3	39,3	39,33	0,06	150	3,81	3,82	3,82	3,81	0,01	0,1%
	MD	38,4	38,5	38,8	38,57	0,21	150	3,91	3,90	3,87	3,89	0,02	0,5%
	MSD	26,0	24,4	24,0	24,80	1,06	100	3,85	4,10	4,17	4,04	0,17	4,2%
	MSD	22,6	25,1	25,0	24,23	1,42	100	4,42	3,98	4,00	4,14	0,25	6,0%
	MI	49,7	51,6	52,7	51,33	1,52	130	2,62	2,52	2,47	2,53	0,08	3,0%
	MI	54,7	55,6	57,8	56,03	1,59	130	2,38	2,34	2,25	2,32	0,07	2,8%
9	MD	43,8	42,2	44,8	43,60	1,31	150	3,42	3,55	3,35	3,44	0,10	3,0%
	MD	44,2	44,6	44,2	44,33	0,23	150	3,39	3,36	3,39	3,38	0,02	0,5%
	MSD	34,6	34,8	36,4	35,27	0,99	100	2,89	2,87	2,75	2,84	0,08	2,8%
	MSD	31,6	30,4	31,6	31,20	0,69	100	3,16	3,29	3,16	3,21	0,07	2,2%
	MI	30,6	33,8	31,3	31,90	1,68	130	4,25	3,85	4,15	4,08	0,21	5,1%
	MI	34,4	34,6	35,4	34,80	0,53	130	3,78	3,76	3,67	3,74	0,06	1,5%
10	MD	40,6	40,9	40,7	40,73	0,15	150	3,69	3,67	3,69	3,68	0,01	0,4%
	MD	39,3	39,4	39,4	39,37	0,06	150	3,82	3,81	3,81	3,81	0,01	0,1%
	MSD	22,4	23,3	24,5	23,40	1,05	100	4,46	4,29	4,08	4,28	0,19	4,5%
	MSD	23,3	24,3	23,4	23,67	0,55	100	4,29	4,12	4,27	4,23	0,10	2,3%
	MI	32,4	34,3	33,7	33,47	0,97	130	4,01	3,79	3,86	3,89	0,11	2,9%
	MI	56,0	56,3	57,1	56,47	0,57	130	2,32	2,31	2,28	2,30	0,02	1,0%
11	MD	37,6	37,8	37,8	37,73	0,12	150	3,99	3,97	3,97	3,98	0,01	0,3%
	MD	36,4	36,6	36,6	36,53	0,12	150	4,12	4,10	4,10	4,11	0,01	0,3%
	MSD	24,5	25,3	25,6	25,13	0,57	100	4,08	3,95	3,91	3,98	0,09	2,3%
	MSD	26,5	26,6	25,8	26,30	0,44	100	3,77	3,76	3,88	3,80	0,06	1,7%
	MI	36,0	37,4	38,3	37,23	1,16	130	3,61	3,48	3,39	3,49	0,11	3,1%
	MI	31,3	32,4	33,4	32,37	1,05	130	4,15	4,01	3,89	4,02	0,13	3,3%
12	MD	36,2	36,5	36,6	36,43	0,21	150	4,14	4,11	4,10	4,12	0,02	0,6%
	MD	36,7	36,8	36,9	36,80	0,10	150	4,09	4,08	4,07	4,08	0,01	0,3%
	MSD	24,3	24,3	23,7	24,10	0,35	100	4,12	4,12	4,22	4,15	0,06	1,4%
	MSD	24,4	24,7	24,0	24,37	0,35	100	4,10	4,05	4,17	4,10	0,06	1,4%
	MI	35,6	37,3	35,7	36,20	0,95	130	3,65	3,49	3,64	3,59	0,09	2,6%
	MI	36,8	36,7	36,3	36,60	0,26	130	3,53	3,54	3,58	3,55	0,03	0,7%

13	MD	36,7	36,6	36,6	36,63	0,06	150	4,09	4,10	4,10	4,09	0,01	0,2%
	MD	35,8	35,7	36,3	35,93	0,32	150	4,19	4,20	4,13	4,17	0,04	0,9%
	MSD	24,7	24,8	24,8	24,77	0,06	100	4,05	4,03	4,03	4,04	0,01	0,2%
	MSD	26,4	26,0	26,3	26,23	0,21	100	3,79	3,85	3,80	3,81	0,03	0,8%
	MI	34,3	35,3	35,2	34,93	0,55	130	3,79	3,68	3,69	3,72	0,06	1,6%
	MI	35,3	37,3	38,4	37,00	1,57	130	3,68	3,49	3,39	3,52	0,15	4,3%
14	MD	43,0	44,3	42,3	43,20	1,01	150	3,49	3,39	3,55	3,47	0,08	2,3%
	MD	39,0	39,3	39,6	39,30	0,30	150	3,85	3,82	3,79	3,82	0,03	0,8%
	MSD	23,0	23,8	24,4	23,73	0,70	100	4,35	4,20	4,10	4,22	0,13	3,0%
	MSD	24,1	26,2	26,7	25,67	1,38	100	4,15	3,82	3,75	3,90	0,22	5,5%
	MI	39,4	38,4	38,3	38,70	0,61	130	3,30	3,39	3,39	3,36	0,05	1,6%
	MI	33,0	32,5	32,3	32,60	0,36	130	3,94	4,00	4,02	3,99	0,04	1,1%
15	MD	41,3	41,0	41,1	41,13	0,15	150	3,63	3,66	3,65	3,65	0,01	0,4%
	MD	39,4	39,7	40,0	39,70	0,30	150	3,81	3,78	3,75	3,78	0,03	0,8%
	MSD	23,9	24,1	24,3	24,10	0,20	100	4,18	4,15	4,12	4,15	0,03	0,8%
	MSD	25,2	25,6	25,5	25,43	0,21	100	3,97	3,91	3,92	3,93	0,03	0,8%
	MI	51,7	51,6	51,3	51,53	0,21	130	2,51	2,52	2,53	2,52	0,01	0,4%
	MI	39,5	39,4	39,2	39,37	0,15	130	3,29	3,30	3,32	3,30	0,01	0,4%
16	MD	40,2	40,0	40,0	40,07	0,12	150	3,73	3,75	3,75	3,74	0,01	0,3%
	MD	40,4	41,0	41,2	40,87	0,42	150	3,71	3,66	3,64	3,67	0,04	1,0%
	MSD	26,7	26,8	26,2	26,57	0,32	100	3,75	3,73	3,82	3,76	0,05	1,2%
	MSD	26,5	26,5	25,5	26,17	0,58	100	3,77	3,77	3,92	3,82	0,09	2,2%
	MI	54,1	55,6	55,1	54,93	0,76	130	2,40	2,34	2,36	2,37	0,03	1,4%
	MI	41,6	40,8	41,6	41,33	0,46	130	3,13	3,19	3,13	3,15	0,04	1,1%
17	MD	39,6	39,6	39,5	39,57	0,06	150	3,79	3,79	3,80	3,79	0,01	0,1%
	MD	40,0	39,8	39,9	39,90	0,10	150	3,75	3,77	3,76	3,76	0,01	0,3%
	MSD	25,6	25,9	26,5	26,00	0,46	100	3,91	3,86	3,77	3,85	0,07	1,8%
	MSD	27,6	28,4	27,6	27,87	0,46	100	3,62	3,52	3,62	3,59	0,06	1,6%
	MI	32,3	32,3	31,8	32,13	0,29	130	4,02	4,02	4,09	4,05	0,04	0,9%
	MI	32,6	32,8	32,7	32,70	0,10	130	3,99	3,96	3,98	3,98	0,01	0,3%
18	MD	39,7	39,8	39,7	39,73	0,06	150	3,78	3,77	3,78	3,78	0,01	0,1%
	MD	41,3	41,4	41,5	41,40	0,10	150	3,63	3,62	3,61	3,62	0,01	0,2%
	MSD	25,4	24,4	25,6	25,13	0,64	100	3,94	4,10	3,91	3,98	0,10	2,6%
	MSD	25,3	25,7	25,6	25,53	0,21	100	3,95	3,89	3,91	3,92	0,03	0,8%
	MI	32,6	33,6	33,3	33,17	0,51	130	3,99	3,87	3,90	3,92	0,06	1,6%
	MI	32,3	34,1	33,6	33,33	0,93	130	4,02	3,81	3,87	3,90	0,11	2,8%
19	MD	37,6	37,7	37,6	37,63	0,06	150	3,99	3,98	3,99	3,99	0,01	0,2%
	MD	37,4	37,3	37,3	37,33	0,06	150	4,01	4,02	4,02	4,02	0,01	0,2%
	MSD	25,0	24,8	25,1	24,97	0,15	100	4,00	4,03	3,98	4,01	0,02	0,6%
	MSD	23,7	23,4	24,4	23,83	0,51	100	4,22	4,27	4,10	4,20	0,09	2,1%
	MI	31,4	33,7	32,1	32,40	1,18	130	4,14	3,86	4,05	4,02	0,14	3,6%
	MI	33,6	30,3	30,6	31,50	1,82	130	3,87	4,29	4,25	4,14	0,23	5,6%
20	MD	36,9	36,8	37,1	36,93	0,15	150	4,07	4,08	4,04	4,06	0,02	0,4%
	MD	35,6	35,5	35,6	35,57	0,06	150	4,21	4,23	4,21	4,22	0,01	0,2%
	MSD	22,4	22,4	23,0	22,60	0,35	100	4,46	4,46	4,35	4,43	0,07	1,5%
	MSD	27,1	25,6	25,7	26,13	0,84	100	3,69	3,91	3,89	3,83	0,12	3,2%
	MI	33,7	31,6	30,7	32,00	1,54	130	3,86	4,11	4,23	4,07	0,19	4,7%
	MI	29,3	30,4	30,3	30,00	0,61	130	4,44	4,28	4,29	4,33	0,09	2,1%
21	MD	36,9	36,4	36,3	36,53	0,32	150	4,07	4,12	4,13	4,11	0,04	0,9%
	MD	36,3	36,5	36,4	36,40	0,10	150	4,13	4,11	4,12	4,12	0,01	0,3%
	MSD	24,7	24,7	24,3	24,57	0,23	100	4,05	4,05	4,12	4,07	0,04	0,9%
	MSD	21,7	22,3	22,1	22,03	0,31	100	4,61	4,48	4,52	4,54	0,06	1,4%
	MI	34,7	29,4	31,3	31,80	2,69	130	3,75	4,42	4,15	4,11	0,34	8,3%
	MI	29,3	28,6	28,4	28,77	0,47	130	4,44	4,55	4,58	4,52	0,07	1,6%
22	MD	36,0	36,1	36,1	36,07	0,06	150	4,17	4,16	4,16	4,16	0,01	0,2%
	MD	37,3	37,3	37,4	37,33	0,06	150	4,02	4,02	4,01	4,02	0,01	0,2%

	MSD	22,6	23,6	23,2	23,13	0,50	100	4,42	4,24	4,31	4,32	0,09	2,2%
	MSD	23,1	23,6	24,1	23,60	0,50	100	4,33	4,24	4,15	4,24	0,09	2,1%
	MI	33,4	33,3	32,5	33,07	0,49	130	3,89	3,90	4,00	3,93	0,06	1,5%
	MI	30,7	32,5	31,4	31,53	0,91	130	4,23	4,00	4,14	4,12	0,12	2,9%
23	MD	36,2	36,4	36,4	36,33	0,12	150	4,14	4,12	4,12	4,13	0,01	0,3%
	MD	35,4	35,5	35,4	35,43	0,06	150	4,24	4,23	4,24	4,23	0,01	0,2%
	MSD	24,2	24,7	25,0	24,63	0,40	100	4,13	4,05	4,00	4,06	0,07	1,6%
	MSD	26,2	26,3	26,0	26,17	0,15	100	3,82	3,80	3,85	3,82	0,02	0,6%
	MI	32,4	33,4	32,8	32,87	0,50	130	4,01	3,89	3,96	3,96	0,06	1,5%
	MI	28,3	29,0	29,4	28,90	0,56	130	4,59	4,48	4,42	4,50	0,09	1,9%
24	MD	34,1	34,0	34,2	34,10	0,10	150	4,40	4,41	4,39	4,40	0,01	0,3%
	MD	34,9	34,8	35,0	34,90	0,10	150	4,30	4,31	4,29	4,30	0,01	0,3%
	MSD	24,7	23,6	24,8	24,37	0,67	100	4,05	4,24	4,03	4,11	0,11	2,8%
	MSD	21,4	21,7	21,8	21,63	0,21	100	4,67	4,61	4,59	4,62	0,04	1,0%
	MI	31,6	31,3	32,0	31,63	0,35	130	4,11	4,15	4,06	4,11	0,05	1,1%
	MI	29,8	31,2	31,5	30,83	0,91	130	4,36	4,17	4,13	4,22	0,13	3,0%
25	MD	38,8	39,3	39,0	39,03	0,25	150	3,87	3,82	3,85	3,84	0,02	0,6%
	MD	39,3	39,5	39,4	39,40	0,10	150	3,82	3,80	3,81	3,81	0,01	0,3%
	MSD	24,9	25,9	25,7	25,50	0,53	100	4,02	3,86	3,89	3,92	0,08	2,1%
	MSD	22,4	22,6	22,8	22,60	0,20	100	4,46	4,42	4,39	4,43	0,04	0,9%
	MI	28,7	30,2	30,9	29,93	1,12	130	4,53	4,30	4,21	4,35	0,17	3,8%
	MI	30,5	31,6	30,6	30,90	0,61	130	4,26	4,11	4,25	4,21	0,08	1,9%

10.3. ANEXO 3: VALORES OBTIDOS NA MEDIÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL DO BETÃO

Provete	Face	Leituras										Por face	Por provete		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Média	Média	Desvio padrão	Coef. de variação
												Média	Média	Desvio padrão	Coef. de variação
1	1	31	38	41	41	33	40	43	42	43	42	39,40	38,17	4,96	13,0%
	2	25	29	36	41	43	39	36	45	43	42	37,90			
	3	37	45	36	42	30	36	37	35	38	36	37,20			
2	1	26	33	37	33	36	41	38	38	45	43	37,00	34,70	5,05	14,6%
	2	27	32	33	40	33	36	36	43	41	32	35,30			
	3	27	26	31	30	36	31	32	36	34	35	31,80			
3	1	25	30	36	33	39	33	39	40	42	36	35,30	35,20	4,28	12,2%
	2	28	37	34	37	33	40	43	35	42	35	36,40			
	3	28	36	36	34	36	33	36	37	30	33	33,90			
4	1	27	36	37	36	35	38	38	38	41	33	35,90	37,83	4,04	10,7%
	2	33	36	42	40	40	40	46	37	41	37	39,20			
	3	30	34	36	42	37	37	41	42	42	43	38,40			
5	1	29	38	33	38	39	40	42	40	43	42	38,40	37,07	4,31	11,6%
	2	27	33	38	38	37	44	33	37	38	35	36,00			
	3	30	35	36	40	40	34	38	44	32	39	36,80			
6	1	37	40	40	44	43	44	38	39	41	39	40,50	40,00	3,95	9,9%
	2	30	38	40	41	43	46	36	39	42	40	39,50			
	3	29	38	39	40	43	47	36	42	44	42	40,00			
7	1	29	35	38	40	35	38	39	37	40	38	36,90	38,10	3,23	8,5%
	2	33	40	42	41	39	38	40	36	38	44	39,10			
	3	32	36	37	38	39	39	42	36	42	42	38,30			
8	1	24	23	26	22	23	24	21	20	22	28	23,30	27,34	3,20	11,7%
	2	27	27	26	25	25	26	29	27	29	35	27,60			
	3	30	32	34	29	29	28	29	28	28	33	30,00			
	4	29	27	29	34	29	27	29	29	28	28	28,90			
	5	25	29	26	25	27	24	27	28	28	30	26,90			
9	1	21	23	20	23	20	22	21	23	21	23	21,70	26,46	3,27	12,3%
	2	26	29	26	27	30	25	32	26	28	29	27,80			
	3	26	28	31	27	25	27	25	28	33	29	27,90			
	4	28	26	26	30	26	28	30	24	25	27	27,00			
	5	32	29	30	25	31	25	23	28	30	26	27,90			
10	1	22	20	23	23	27	24	30	22	21	25	23,70	25,84	2,48	9,6%
	2	26	24	29	24	29	25	27	27	25	24	26,00			
	3	28	27	27	26	26	28	26	29	26	24	26,70			
	4	26	30	26	25	27	26	22	25	27	29	26,30			
	5	23	27	26	28	27	25	25	33	26	25	26,50			
11	1	24	24	27	31	28	27	26	28	25	28	26,80	26,56	2,35	8,8%
	2	24	22	25	23	25	25	26	22	26	26	24,40			
	3	27	27	29	28	26	28	30	28	26	24	27,30			
	4	26	24	25	25	25	25	25	26	23	28	25,20			
	5	32	27	28	28	28	28	30	28	32	30	29,10			
12	1	28	29	29	32	26	26	26	20	26	26	26,80	27,90	2,26	8,1%
	2	26	28	23	27	29	27	32	31	26	27	27,60			
	3	25	24	28	27	29	31	30	31	29	29	28,30			
	4	28	31	26	29	29	28	28	27	28	29	28,30			
	5	27	28	28	28	28	28	28	29	29	32	28,50			
13	1	25	23	28	27	27	28	26	30	22	24	26,00	26,18	2,26	8,6%
	2	28	26	26	28	29	26	25	25	24	24	26,10			
	3	28	27	29	30	27	27	28	30	26	26	27,80			
	4	23	24	30	23	26	25	22	26	26	26	25,10			
	5	22	26	27	22	28	24	28	26	30	26	25,90			
14	1	22	21	21	25	20	22	35	21	28	19	23,40	22,98	2,77	12,1%
	2	22	23	23	24	24	20	25	26	23	22	23,20			
	3	22	23	23	20	22	22	23	21	25	27	22,80			
	4	20	20	20	24	23	28	24	20	22	25	22,60			
	5	22	23	24	21	21	23	27	21	22	25	22,90			
15	1	18	22	24	20	23	20	20	25	25	28	22,50	23,24	2,50	10,8%
	2	25	22	24	22	19	24	25	23	24	23	23,10			
	3	22	23	23	22	22	18	25	20	18	24	21,70			
	4	18	24	24	27	25	27	24	23	25	23	24,00			
	5	23	26	26	22	25	27	24	26	26	24	24,90			
16	1	20	23	24	22	24	24	23	22	23	20	22,50	23,52	2,77	11,8%

	2	19	21	22	18	20	22	21	22	29	30	22,40			
	3	21	28	21	27	24	25	20	27	26	24	24,30			
	4	21	21	22	24	24	29	25	26	24	22	23,80			
	5	21	26	25	26	24	24	25	28	26	21	24,60			
17	1	33	27	30	27	24	24	22	23	29	23	26,20	24,56	2,21	9,0%
	2	24	22	22	25	23	23	23	23	23	22	23,00			
	3	24	25	23	23	26	29	23	23	24	26	24,60			
	4	26	23	24	22	24	26	26	23	24	25	24,30			
	5	24	25	23	24	24	25	25	26	25	26	24,70			
18	1	28	23	24	25	24	22	24	25	24	23	24,20	24,06	1,79	7,4%
	2	21	24	22	23	24	26	26	26	26	24	24,20			
	3	22	24	24	24	26	25	25	23	24	24	24,10			
	4	22	23	26	26	27	27	27	26	23	26	25,30			
	5	22	22	22	24	21	26	23	22	21	22	22,50			
19	1	30	28	25	33	27	33	28	29	27	29	28,90	28,96	2,34	8,1%
	2	28	30	30	31	31	27	26	27	29	29	28,80			
	3	28	31	33	28	28	29	34	30	30	32	30,30			
	4	25	27	26	27	26	29	25	32	26	25	26,80			
	5	29	33	28	30	30	30	29	32	30	29	30,00			
20	1	28	28	26	30	33	28	26	25	25	27	27,60	28,60	2,63	9,2%
	2	33	27	29	27	29	26	23	29	30	27	28,00			
	3	30	30	29	32	28	30	30	33	29	30	30,10			
	4	25	27	29	27	27	23	27	26	27	30	26,80			
	5	33	34	34	30	31	30	31	27	28	27	30,50			
21	1	36	29	32	26	26	29	26	23	26	29	28,20	28,22	2,76	9,8%
	2	27	24	27	26	28	25	23	22	25	25	25,20			
	3	30	29	29	30	32	30	29	30	29	30	29,80			
	4	29	29	30	29	30	32	29	24	28	28	28,80			
	5	30	30	28	29	31	29	32	26	25	31	29,10			
22	1	29	27	27	26	27	27	25	25	24	23	26,00	26,42	2,83	10,7%
	2	25	30	27	27	31	37	31	25	27	27	28,70			
	3	25	26	27	25	26	27	29	29	23	29	26,60			
	4	24	25	23	23	23	24	25	24	23	21	23,50			
	5	26	26	28	26	26	31	24	26	30	30	27,30			
23	1	28	29	28	27	24	25	22	22	25	27	25,70	26,46	2,82	10,6%
	2	22	22	22	26	27	22	23	22	24	23	23,30			
	3	25	26	25	24	30	30	26	31	25	26	26,80			
	4	26	30	28	26	26	26	28	26	29	28	27,30			
	5	29	30	31	29	26	32	31	27	30	27	29,20			
24	1	29	28	29	26	27	23	25	25	28	26	26,60	26,74	2,88	10,8%
	2	24	27	28	29	30	27	28	31	31	29	28,40			
	3	23	24	24	24	22	22	23	23	29	19	23,30			
	4	30	28	27	27	28	26	25	25	28	28	27,20			
	5	27	27	29	27	28	27	28	24	29	36	28,20			
25	1	23	23	23	23	25	21	22	25	26	25	23,60	24,60	2,00	8,1%
	2	26	26	26	25	23	24	27	25	25	26	25,30			
	3	22	22	21	24	23	23	22	23	25	20	22,50			
	4	23	29	24	26	26	27	26	26	26	27	26,00			
	5	23	26	30	24	25	26	25	25	26	26	25,60			
													Média	10,3%	

10.4. ANEXO 4: CÁLCULO DAS COMBINAÇÕES PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

	Provete	Tensão de rotura [Mpa]	Ultrassons (MD) [Mpa]	Ultrassons (MI) [Mpa]	Escleróm. [Mpa]	Pull-off [Mpa]	Tensão estimada	Erro	Erro médio
Combinação 1	1	26,16	5,02	4,77	4,56	4,74	19,09	26,9%	9,7%
	2	22,02	5,03	4,92	4,40	6,02	20,37	28,0%	
	3	27,36	4,82	5,77	4,25	4,96	19,81	23,6%	
	4	26,38	5,39	6,60	5,13	5,52	22,64	19,4%	
	5	25,40	4,99	6,08	4,85	4,91	20,84	0,6%	
	6	26,49	5,23	6,22	5,11	5,76	22,32	7,2%	
	7	31,83	4,14	6,08	5,96	6,28	22,45	5,6%	
	8	21,47	5,47	4,49	6,29	5,46	21,71	1,1%	
	9	21,26	6,63	6,10	7,28	6,49	26,49	20,3%	
	10	22,56	5,14	5,11	5,71	5,58	21,54	-4,5%	
	11	23,87	6,09	5,88	6,00	4,99	22,96	-3,8%	
	12	26,81	7,02	6,32	6,95	6,27	26,55	4,5%	
	13	25,40	6,41	5,70	5,85	4,36	22,33	-12,1%	
	14	16,02	6,57	6,53	5,96	6,45	25,51	0,0%	
	15	15,91	6,65	5,70	6,68	6,41	25,44	-2,8%	
	16	15,04	6,85	6,51	6,77	6,13	26,25	-0,5%	
	17	20,82	7,03	6,97	6,09	5,86	25,95	-2,0%	
	18	20,71	6,28	5,65	6,47	5,62	24,02	-10,4%	
	19	27,03	6,34	6,64	6,57	6,47	26,02	-3,4%	
	20	30,41	5,96	6,30	6,77	6,50	25,54	-5,5%	
	21	26,92	6,95	6,53	7,24	6,37	27,08	-1,0%	
	22	28,99	7,16	6,43	6,07	5,50	25,16	-9,8%	
	23	25,51	6,25	6,24	5,95	5,91	24,35	-16,0%	
	24	27,90	6,42	6,49	6,68	6,50	26,09	-14,2%	
	25	18,97	6,48	6,29	6,70	6,38	25,85	-18,8%	
Combinação 2	1	26,16	8,03	1,91	7,29	1,90	19,13	27,2%	8,6%
	2	22,02	8,05	1,97	7,04	2,41	19,47	22,3%	
	3	27,36	7,72	2,31	6,80	1,98	18,81	17,4%	
	4	26,38	8,62	2,64	8,21	2,21	21,68	14,3%	
	5	25,40	7,99	2,43	7,77	1,96	20,15	-2,7%	
	6	26,49	8,37	2,49	8,18	2,30	21,34	2,5%	
	7	31,83	6,62	2,43	9,54	2,51	21,10	-0,7%	
	8	21,47	8,75	1,80	10,06	2,18	22,80	6,2%	
	9	21,26	10,60	2,44	11,65	2,60	27,29	23,9%	
	10	22,56	8,22	2,04	9,14	2,23	21,63	-4,1%	
	11	23,87	9,74	2,35	9,61	1,99	23,70	-0,7%	
	12	26,81	11,23	2,53	11,11	2,51	27,38	7,8%	
	13	25,40	10,25	2,28	9,36	1,75	23,64	-6,9%	
	14	16,02	10,51	2,61	9,54	2,58	25,24	-1,0%	
	15	15,91	10,64	2,28	10,69	2,56	26,17	0,1%	
	16	15,04	10,96	2,60	10,83	2,45	26,84	1,7%	
	17	20,82	11,26	2,79	9,74	2,34	26,12	-1,4%	
	18	20,71	10,05	2,26	10,36	2,25	24,91	-7,1%	
	19	27,03	10,14	2,66	10,51	2,59	25,90	-3,8%	
	20	30,41	9,54	2,52	10,84	2,60	25,50	-5,7%	
	21	26,92	11,12	2,61	11,58	2,55	27,85	1,8%	
	22	28,99	11,45	2,57	9,72	2,20	25,94	-7,0%	
	23	25,51	10,00	2,50	9,52	2,36	24,38	-15,9%	
	24	27,90	10,28	2,59	10,69	2,60	26,16	-14,0%	
	25	18,97	10,37	2,52	10,72	2,55	26,15	-17,8%	
Combinação 3	1	26,16	8,03	0,95	9,12	0,95	19,05	26,6%	8,4%
	2	22,02	8,05	0,98	8,80	1,20	19,04	19,6%	
	3	27,36	7,72	1,15	8,49	0,99	18,36	14,6%	
	4	26,38	8,62	1,32	10,27	1,10	21,31	12,3%	
	5	25,40	7,99	1,22	9,71	0,98	19,89	-3,9%	
	6	26,49	8,37	1,24	10,23	1,15	20,99	0,8%	
	7	31,83	6,62	1,22	11,93	1,26	21,02	-1,1%	
	8	21,47	8,75	0,90	12,58	1,09	23,32	8,6%	
	9	21,26	10,60	1,22	14,56	1,30	27,68	25,7%	
	10	22,56	8,22	1,02	11,42	1,12	21,78	-3,5%	

11	23,87	9,74	1,18	12,01	1,00	23,93	0,2%
12	26,81	11,23	1,26	13,89	1,25	27,64	8,8%
13	25,40	10,25	1,14	11,70	0,87	23,97	-5,6%
14	16,02	10,51	1,31	11,93	1,29	25,03	-1,9%
15	15,91	10,64	1,14	13,36	1,28	26,43	1,0%
16	15,04	10,96	1,30	13,54	1,23	27,02	2,4%
17	20,82	11,26	1,39	12,17	1,17	25,99	-1,9%
18	20,71	10,05	1,13	12,95	1,12	25,25	-5,8%
19	27,03	10,14	1,33	13,14	1,29	25,90	-3,8%
20	30,41	9,54	1,26	13,55	1,30	25,65	-5,1%
21	26,92	11,12	1,31	14,47	1,27	28,17	3,0%
22	28,99	11,45	1,29	12,15	1,10	25,98	-6,9%
23	25,51	10,00	1,25	11,90	1,18	24,33	-16,1%
24	27,90	10,28	1,30	13,36	1,30	26,23	-13,7%
25	18,97	10,37	1,26	13,40	1,28	26,30	-17,4%

10.5. ANEXO 5: MAPEFER 1K - ARGAMASSA CIMENTÍCIA DE PRINCÍPIOS ACTIVOS




Mapefer 1K

Argamassa cimentícia anticorrosiva monocomponente para a protecção dos ferros de armadura




CAMPOS DE APLICAÇÃO

- Protecção anticorrosiva dos ferros de armadura do betão.
- Ponte de aderência para argamassas utilizadas na reabilitação de betão.

Alguns exemplos de aplicação
 Protecção anticorrosiva dos ferros de armadura na reabilitação de betão efectuado com argamassas de retracção controlada da linha **Mapegrout** ou com argamassas cimentícias tradicionais modificadas com látex de resinas sintéticas. Pode ser aplicado tanto em estruturas enterradas como fora de terra.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS
 O **Mapefer 1K** é uma argamassa monocomponente à base de ligantes cimentícios, polímeros em pó e inibidores de corrosão, para aplicar sobre ferros de armadura para prevenir a formação de ferrugem segundo uma fórmula desenvolvida nos laboratórios de investigação MAPEI.

O **Mapefer 1K**, após a mistura com água, torna-se uma argamassa de aplicação e trabalhabilidade fácil.

Após o endurecimento é resistente ao nevoeiro salino, segundo a norma EN 15183 e impermeável à água e aos gases agressivos presentes no ambiente.

A acção anticorrosiva do **Mapefer 1K** ocorre através dos seguintes factores:

- a sua elevada alcalinidade;
- a óptima aderência ao metal;
- a presença de inibidores de corrosão.

O **Mapefer 1K** responde aos princípios definidos na EN 1504-9 (*"Produtos e sistemas para a protecção e a reparação das estruturas em betão: definições, requisitos, controlo de qualidade e avaliação da conformidade. Princípios gerais para a utilização dos produtos e sistemas"*) e aos requisitos mínimos requeridos da EN 1504-7 (*"Protecção contra a corrosão das armaduras"*).

AVISOS IMPORTANTES

- Não diluir o **Mapefer 1K** com água quando iniciou a presa.
- Não adicionar cimento ou agregados ao **Mapefer 1K**.
- Aplicar **Mapefer 1K** logo após a limpeza com jacto de areia (não deixar as armaduras limpas sem protecção por períodos longos).
- Não aplicar o **Mapefer 1K** com temperaturas inferiores a +5°C.

MODO DE APLICAÇÃO
Preparação dos ferros
 Para o **Mapefer 1K** poder desenvolver de modo eficaz as suas propriedades anticorrosivas, é indispensável

Mapefer 1K



Demolição do betão degradado



Decapagem dos ferros com jacto de água húmida



Aplicação a pincel de Mapefer 1K sobre ferros de armadura dum varanda em betão armado

DADOS TÉCNICOS (valores típicos)			
DADOS DE IDENTIFICAÇÃO DO PRODUTO			
Consistência:	pó		
Dimensão máxima do agregado (mm):	0,5		
Resíduo sólido (EN 480-8) (%):	100		
Conservação:	12 meses em local seco nas embalagens originais		
Classificação de perigo segundo a Directiva 1999/45/CE:	irritante. Antes de usar, consultar o parágrafo "Instruções de segurança para a preparação e aplicação em obra" e as informações referidas na embalagem e na Ficha de Segurança		
Classificação aduaneira:	3824 50 90		
DADOS DE APLICAÇÃO (a +20°C - 50% H.R.)			
Cor da mistura:	azul		
Relação de mistura:	100 partes de Mapefer 1K com 20-22 partes de água (1,0-1,1 l de água para cada saco de 5 kg)		
Consistência da mistura:	pasta tixotrópica		
Massa volúmica da mistura (kg/m³):	1.800		
pH da mistura:	> 12,5		
Temperatura de aplicação permitida:	de +5°C a +35°C		
Duração da mistura:	cerca de 1 h		
Tempo de espera entre as duas demãos sucessivas:	cerca de 2 h		
Tempo de espera antes da aplicação da argamassa de reabilitação:	6-24 h		
Espessura mínima do Mapefer 1K (mm):	2		
PRESTAÇÕES FINAIS			
Características prestacionais	Modo de ensaio	Requisitos segundo a EN 1504-7	Prestação do produto
Aderência ao betão (suporte do tipo MC 0,40-relação a/c = 0,40) segundo EN 1766 (PMA):	EN 1542	nenhum	≥ 2,0
Resistência ao deslizamento das barras em aço: - carga em relação a um eslocamento de 0,1 mm:	EN 15184	Carga de pelo menos 80% da carga determinada sobre a armadura não revestida	especificação excedida
Resistência à corrosão: - 10 ciclos de condensação em água; - 10 ciclos de anidrido sulfuroso segundo EN ISO 6988; - 5 dias em nevoeiro salino segundo EN 60068-2-11:	EN 15183	Após a serie dos ciclos de barras de aço revestidas deve estar isentas de corrosão. A penetração da ferrugem à extremidade da chapa de aço sem revestimento deve ser < 1 mm	especificação excedida

que o ferro a tratar, seja libertado completamente de ferrugem.

É aconselhável realizar a limpeza por jacto de areia até o metal das armaduras se tornar branco. Se, por motivos logísticos ou outros, isto não for possível, escovar energicamente e com cuidado a superfície do metal, até remover o mais possível da ferrugem. As armaduras acrescentadas ou substituídas deverão ser preparadas do mesmo modo.

Preparação do produto

Verter num recipiente limpo 1,0-1,1 l de água limpa e adicionar lentamente, sob agitação, 5 kg de **Mapefer 1K**.

Misturar o produto por alguns minutos até se obter uma mistura homogénea, isenta de grumos. O **Mapefer 1K** deve ser aplicado dentro 1 hora seguinte à preparação.

Aplicação

Aplicar o **Mapefer 1K** com pincel em duas demãos.

A segunda demão pode ser aplicada após 2 horas depois da aplicação da primeira camada e, de preferência, dentro de 24 horas.

Aconselha-se cobrir totalmente e de modo homogéneo a superfície do ferro. A espessura total das duas demãos deverá ser no mínimo de 2 mm.

Inevitavelmente, durante a aplicação o betão envolvente do ferro também vai receber tratamento. Isto não implica nenhum prejuízo, porque o **Mapefer 1K** também melhora a aderência de todas as argamassas, que serão utilizadas sucessivamente para a reconstrução das partes em falta.

A reabilitação com os produtos da linha **Mapegrout** deve ser efectuada sobre o **Mapefer 1K** seco (cerca 6 horas a temperatura de +20°C).

Normas a observar durante e após a colocação em exercício

O produto pode ser aplicado com temperatura ambiente entre +5°C e +35°C. Contudo, com tempo quente a mistura não deve ser exposta ao sol directo, porque o tempo de trabalhabilidade será reduzido.

Limpeza

O **Mapefer 1K** fresco pode ser lavado dos pincéis e das ferramentas com água. Uma

vez endurecido, pode ser removido apenas mecanicamente.

CONSUMO

100 g/m de produto para ferros com 8 mm de diâmetro e 200 g/m para ferros com 16 mm de diâmetro (2 mm de produto aplicado).

EMBALAGEM

O **Mapefer 1K** está disponível em caixas de cartão contendo cada uma 4 sacos de 5 kg.

ARMAZENAGEM

O **Mapefer 1K** conserva-se se por 12 meses em ambiente seco com uma temperatura não inferior a +5°C.

Produto conforme as prescrições do Regulamento (CE) 1907/2006 (REACH) anexo XVII, artigo 47.

INSTRUÇÕES DE SEGURANÇA PARA A PREPARAÇÃO E APLICAÇÃO EM OBRA

O **Mapefer 1K** contém cimento, que em contacto com o suor ou com outros fluidos do corpo produz uma reacção alcalina irritante e reacções alérgicas em indivíduos predispostos. Usar luvas e óculos de protecção.

Para obter informações adicionais e completas sobre a utilização segura do produto, aconselha-se consultar a versão mais recente da Ficha de Segurança.

PRODUTO PARA USO PROFISSIONAL.

ADVERTÊNCIA

As informações e prescrições acima descritas, embora correspondendo à nossa melhor experiência, devem considerar-se, em todos os casos, como puramente indicativas e devem ser confirmadas por aplicações práticas exaustivas; portanto, antes de aplicar o produto, quem tencione dele fazer uso é obrigado a determinar se este é ou não adequado à utilização prevista, assumindo todavia toda a responsabilidade que possa advir do seu uso.

Consultar sempre a versão actualizada da ficha técnica, disponível no nosso site www.mapei.com

As referências relativas a este produto estão disponíveis a pedido e no site da Mapei www.mapei.pt ou www.mapei.com



Ferros de armadura da frente duma varanda tratados com o **Mapefer 1K**

Mapefer 1K



ESPECIFICAÇÕES PARA CADERNO DE ENCARGOS

Tratamento protectorio de ferros de armadura, expostos pelas operações precedentes de demolição do betão envolvente e perfeitamente limpos da ferrugem com jacto de areia ou limpeza mecânica, mediante aplicação com pincel em duas demãos de argamassa cimentícia anticorrosiva monocomponente (tipo **Mapefer 1K** da MAPEI S.p.A.) que eleva o pH para cima de 12, nível mínimo para garantir a não corrosão do ferro. O produto deve responder aos requisitos mínimos requeridos na EN 1504-7.

O produto deve ter as seguintes características:

Relação de mistura:	100 partes de Mapefer 1K com 20-22 partes de água (1,0-1,1 l de água para cada saco de 5 kg)
Massa volúmica da mistura (kg/m ³):	1.800
pH da mistura:	> 12,5
Temperatura de aplicação permitida:	de +5°C a +35°C
Duração da mistura:	cerca de 1h (a +20°C)
Tempo de espera antes de aplicar a argamassa de reabilitação:	6-24 h (a +20°C)
Aderência ao suporte EN 1542 (MPa):	≥ 2
Resistência ao deslizamento das barras em aço (EN 15184):	especificação excedida
Resistência à corrosão (EN 15183):	especificação excedida
Consumo (g/m):	100 para ferros com 8 mm de diâmetro e 200 para ferros com 16 mm de diâmetro (2 mm de produto aplicado)

PI: A.G. BETA

Qualquer reprodução de textos, fotografias e ilustrações desta publicação é proibida e punida nos termos da lei em vigor

453-5-2011



10.6. ANEXO 6: MAPEGROUT TISSOTROPICO - ARGAMASSA DE REPARAÇÃO ESTRUTURAL




Mapegrout Tissotropico

**Argamassa de
retração compensada
fibrorreforçada para
a reabilitação de betão**




CAMPOS DE APLICAÇÃO
Reabilitação cortical de estruturas em betão degradado em superfícies verticais ou horizontais.

Exemplos típicos de aplicação

- Reparação de zonas de betão degradadas, arestas de pilares e vigas, testeiras de varandas danificadas pela oxidação dos ferros de armadura.
- Reconstrução da camada de cobertura do ferro em estruturas de betão armado.
- Regularização de defeitos superficiais, tal como ninhos de brita e retomas de betonagem, furos dos distanciadores dos moldes, ferros salientes, etc.
- Enchimento de juntas rígidas.
- Reabilitação de superfícies submetidas a forte abrasão (canais, pavimentos industriais, rampas, etc.).
- Regularização de paredes de diafragmas e galerias.
- Reabilitação de viadutos rodoviários, ferroviários.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS
Mapegrout Tissotropico é uma argamassa pré-misturada em pó, composta por cimentos de elevada resistência, agregados selecionados, aditivos especiais e fibras sintéticas, segundo uma formulação desenvolvida nos Laboratórios de Investigação MAPEI.

Mapegrout Tissotropico, misturado com água, transforma-se numa argamassa de fácil trabalhabilidade e pode ser aplicado na vertical sem escorrer, mesmo com espessuras grandes e sem necessidade de cofragens.

Se o **Mapegrout Tissotropico** é preparado somente com água, deve ser curado em ambiente húmido para garantir o desenvolvimento correto e completo das suas propriedades expansivas, o que, infelizmente, é difícil de garantir em obra.

Para permitir, por sua vez, o desenvolvimento de fenómenos expansivos ao ar, **Mapegrout Tissotropico** pode ser vantajosamente aditivado com 0,25% de

Mapecure SRA, adjuvante especial capaz de reduzir seja a retração plástica como a retração hidráulica.

Mapecure SRA, de facto, desenvolve uma importantíssima função garantindo uma melhor cura da argamassa e, misturado com **Mapegrout Tissotropico**, pode ser considerado um sistema tecnologicamente avançado, porquanto o adjuvante é capaz de reduzir a evaporação rápida da água e de favorecer o desenvolvimento das reações de hidratação.

Mapecure SRA comporta-se, basicamente, como um agente de cura interno e, graças à interação com alguns dos componentes principais do cimento, permite obter retrações finais de 20 a 50% inferiores em relação aos valores standard do produto não adjuvado, com uma menor incidência de possíveis fenómenos fissurativos.

Mapegrout Tissotropico, uma vez endurecido, tem as seguintes qualidades:

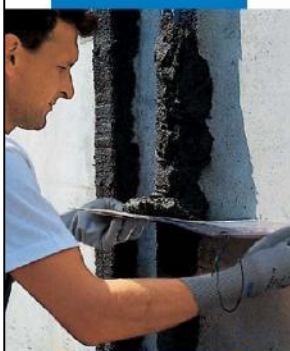
- elevadíssima resistência mecânica à flexão e à compressão;
- módulo elástico, coeficiente de dilatação térmica, coeficiente de permeabilidade ao vapor da água semelhantes aos de betão de qualidade elevada;
- impermeabilidade à água;
- ótima aderência a betão velho, desde que anteriormente humedecido com água, e aos ferros da armadura, especialmente se tratados com **Mapefer** ou **Mapefer 1K**;
- resistência elevada ao desgaste por abrasão.

Mapegrout Tissotropico responde aos princípios definidos na EN 1504-9 ("Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas em betão: definições, requisitos, controlo de qualidade e certificação de conformidade. Princípios gerais para o uso de produtos e sistemas") e aos requisitos mínimos exigidos pela EN 1504-3 ("Reparação estrutural e não estrutural") para as argamassas estruturais da classe R4.

Mapegrout Tissotropico



Aplicação com colher de pedreiro



Moldura com gabarito



Acabamento com talocha

AVISOS IMPORTANTOS

- Não aplicar o **Mapegrout Tissotropico** sobre fundos de betão lisos: enruguecer fortemente a superfície e acrescentar eventuais ferros de contraste.
- Não utilizar o **Mapegrout Tissotropico** para ancoragens (utilizar **Mapefill P**).
- Não utilizar o **Mapegrout Tissotropico** para reabilitações mediante escoamento em cofragem (utilizar **Mapegrout Colabile**).
- Não acrescentar cimento, agregados e aditivos ao **Mapegrout Tissotropico**.
- Não acrescentar água quando a argamassa iniciou a presa.
- Não aplicar o **Mapegrout Tissotropico** com temperaturas inferiores a +5°C.
- Não utilizar o **Mapegrout Tissotropico** se o saco estiver danificado ou se tiver sido aberto anteriormente.

MODO DE APLICAÇÃO

Preparação do suporte

- Remover o betão deteriorado e em fase de destacamento até alcançar o suporte sólido, resistente e áspero. Eventuais intervenções anteriores de reabilitação, que não estejam perfeitamente aderentes, deverão ser retiradas.
- Limpar o betão e os ferros de armadura do pó, ferrugem, crostas de cimento, gorduras, óleos, vernizes ou tintas anteriormente aplicadas mediante jacto de areia.
- Molhar o suporte até à saturação com água. Antes de reabilitar com **Mapegrout Tissotropico** aguardar a evaporação da água em excesso. Para facilitar a eliminação da água em excesso, utilizar, se necessário, ar comprimido.

Preparação da argamassa

- Verter numa betoneira a quantidade de água correspondente à consistência desejada, (15,5-16,5% relativo ao pó).
 - Pôr a betoneira a funcionar e em seguida adicionar o **Mapegrout Tissotropico** à água, lentamente com um fluxo contínuo.
 - Para melhorar a cura da argamassa ao ar, juntar à amassadura acabada de misturar, **Mapecure SRA** numa dosagem de 0,25% por peso da argamassa (0,25 kg por cada 100 kg de **Mapegrout Tissotropico**).
 - Misturar por 1-2 minutos, verificar que a amassadura está bem misturada, descolando da betoneira o pó que não se dispersou perfeitamente; misturar novamente por mais 2-3 minutos.
 - Segundo as quantidades a preparar também pode ser utilizado um misturador para argamassa ou um berbequim equipado com agitador. A mistura deverá ocorrer em baixa velocidade, para evitar a introdução de ar.
 - Só em casos excepcionais se pode recorrer à preparação manual da amassadura: neste caso preparar pequenas quantidades de cada vez e misturar por pelo menos 5-6 minutos, até se obter uma mistura completamente homogénea.
- Recorda-se que a preparação manual exige uma quantidade maior de água com o consequente pioramento de algumas características, tais como resistência mecânica, retração, impermeabilidade, etc.
- O **Mapegrout Tissotropico** permanece trabalhável durante cerca de 1 hora a +20°C. A expansão do **Mapegrout Tissotropico** foi calculada de modo a compensar a retração higrométrica subsequente.

Para ser eficaz, é necessário que a mesma seja contrastada mediante armaduras ou delimitações adequadas criadas no suporte. Acréscimos do **Mapegrout Tissotropico** com uma espessura superior a 2 cm, na falta

de delimitações, só devem ser realizadas depois de posicionados os ferros de contraste e enrugado a superfície de betão, tendo o cuidado de aplicar uma cobertura do ferro de pelo menos 2 cm. Espessuras inferiores podem ser realizadas, mesmo na falta de armaduras, desde que o suporte tenha sido fortemente enruguecido de modo a criar um contraste à expansão. A ação de expansão é completada durante os primeiros dias de endurecimento.

Aplicação da argamassa

A aplicação executa-se à espátula ou à colher, sem necessidade de cofragens, mesmo na vertical ou em tetos; a espessura máxima permitida é de 50 mm por camada. **Mapegrout Tissotropico** pode ser também aplicado por projeção com adequada máquina de rebocar a pistão ou com parafuso sem fim tipo Turbosol ou Putzmeister, excluindo máquinas de mistura contínua. Aplicar o **Mapegrout Tissotropico** após prévio tratamento dos ferros com **Mapofer** ou **Mapofer 1K**. Quando for necessário, aplicar uma segunda camada de **Mapegrout Tissotropico**. Proceder à operação antes da camada anterior ter terminado a presa (sem ultrapassar 4 horas a +23°C). O ciclo completo de reabilitação prevê uma regularização com **Mapefinish** e uma sucessiva pintura com **Elastocolor Pittura**.

NORMAS A OBSERVAR DURANTE E APÓS A COLOCAÇÃO EM OBRA

- Para preparar o empaste, usar só sacos de **Mapegrout Tissotropico** guardados nas paletes originais.
- Na estação quente, armazenar o produto em local fresco e usar água fria para preparar a argamassa.
- Na estação fria, armazenar o produto em local protegido do gelo à temperatura de +20°C e usar água tépida para preparar a argamassa.
- Após a aplicação aconselha-se a curar o **Mapegrout Tissotropico** cuidadosamente para evitar, especialmente nas estações quentes e nos dias ventosos, que a evaporação rápida da água do empaste possa causar fissurações superficiais devido à retração plástica; nebulizar água sobre a superfície 8-12 horas após a aplicação da argamassa e repetir a operação ciclicamente (todas as 3-4 horas) pelo menos nas primeiras 48 horas. Em alternativa, após o afagamento da argamassa, aplicar o **Mapecure E**, produto anti- evaporante em emulsão aquosa, mediante uma bomba de baixa pressão, ou o **Mapecure S**, agente de cura filmógeno à base de solventes para argamassas e betões, ou ainda o **Elastocolor Primer**, fundo fixativo em solventes de elevada penetração para suportes absorventes e agente de cura para argamassas de reabilitação. O **Mapecure E** e **Mapecure S**, como todos os melhores produtos da mesma categoria no mercado, impedem a aderência dos sucessivos revestimentos. Por isso, se está prevista a aplicação de argamassas de regularização ou pinturas, devem ser removidos completamente através de jacto de areia. Se, pelo contrário, venha a ser utilizado como anti- evaporante o **Elastocolor Primer**, é possível aplicar diretamente a proteção final com **Elastocolor Pittura** ou com **Elastocolor Rasante** sobre a superfície tratada sem necessidade de remoção.

DADOS TÉCNICOS (valores típicos)

DADOS DE IDENTIFICAÇÃO DO PRODUTO

Classe segundo EN 1504-3:	R4
Tipologia:	PCC
Consistência:	pó
Cor:	cinzento
Diâmetro máximo do agregado (mm):	2,5
Massa volúmica aparente (kg/m ³):	1.250
Resíduo sólido (%):	100
Conteúdo de iões cloreto: -requisito mínimo $\leq 0,05\%$ - segundo EN 1015-17 (%):	$\leq 0,05$

DADOS DE APLICAÇÃO (a +20°C e 50% H.R.)

Cor da mistura:	cinzento
Relação da mistura:	100 partes de Mapegrout Tissotropico com 15,5-16,5 partes de água (cerca de 3,8-4,1 l de água para cada saco de 25 kg)
Consistência da mistura:	tixotrópica
Massa volúmica da mistura (kg/m ³):	2.200
pH da mistura:	> 12,5
Temperatura de aplicação permitida:	de +5°C a +35°C
Duração da mistura:	cerca de 1 hora

PRESTAÇÕES FINAIS (água do empaste 16%)

Características prestacionais	Método de ensaio	Requisitos segundo a EN 1504-3 para argamassas da classe R4	Prestações do produto
Resistência à compressão (MPa):	EN 12190	≥ 45 (após 28 dias)	> 20 (após 1 dia) > 45 (após 7 dias) > 60 (após 28 dias)
Resistência à flexão (MPa):	EN 196/1	não requerido	> 4,5 (após 1 dia) > 7,0 (após 7 dias) > 8,5 (após 28 dias)
Módulo elástico à compressão (GPa):	EN 13412	≥ 20 (após 28 dias)	26 (após 28 dias)
Aderência sobre betão (suporte do tipo MC 0,40) segundo EN 1766 (MPa):	EN 1542	≥ 2 (após 28 dias)	> 2 (após 28 dias)
Resistência à carbonatação acelerada:	EN 13295	profundidade de carbonatação \leq do betão de referência (tipo MC 0,45 relação a/c = 0,45) segundo UNI 1766)	especifica superada
Absorção capilar (kg/m ² ·h ^{0,5}):	EN 13057	$\leq 0,5$	< 0,20
Compatibilidade térmica medida como aderência segundo EN 1542 (MPa): - ciclos de gelo-degelo com sais descongelantes: - ciclos temporais: - ciclos térmicos a seco:	EN 13687/1 EN 13687/2 EN 13687/4	≥ 2 (após 50 ciclos) ≥ 2 (após 30 ciclos) ≥ 2 (após 30 ciclos)	> 2 > 2 > 2
Reação ao fogo:	EN 13501-1	Euroclasse	A1



Ensaio de aderência SATTEC



Canal hidroeléctrico Bertini - Robbiate (CO): aplicação por projecção

Mapegrout Tissotropico



Limpeza

A argamassa ainda não endurecida pode ser lavada das ferramentas com água. Após a presa, a limpeza torna-se muito difícil, e pode apenas ser feita por remoção mecânica.

CONSUMO

19 kg/m² por cm de espessura.

EMBALAGEM

Sacos de 25 kg.

ARMAZENAGEM

Mapegrout Tissotropico conservado nas embalagens originais fechadas tem um tempo máximo de conservação de 12 meses. Produto conforme as prescrições do Regulamento (CE) n.º 1907/2006 (REACH) - Anexo XVII, item 47.

A embalagem especial, realizada em sacos em polietileno sob vácuo de 25 kg, permite de armazenar o produto no exterior durante o decorrer de toda a obra. Chuvas acidentais não alteram as suas características.

INSTRUÇÕES DE SEGURANÇA PARA A PREPARAÇÃO E APLICAÇÃO EM OBRA

Mapegrout Tissotropico contém cimento que em contacto com o suor ou outros fluidos do corpo, provoca uma reação alcalina irritante e manifestações alérgicas em sujeitos predispostos. Pode causar danos oculares.

Durante a utilização usar óculos e luvas de proteção e respeitar as normais precauções para a manipulação de produtos químicos. No caso de contacto com os olhos ou a pele, lavar imediatamente e com água abundante e consultar o médico.

Para mais e completas informações acerca a utilização segura do produto, recomenda-se consultar a última versão da Ficha de Segurança.

PRODUTO PARA USO PROFISSIONAL.

ADVERTÊNCIA

As informações e prescrições acima descritas, embora correspondendo à nossa melhor experiência, devem considerar-se, em todos os casos, como puramente indicativas e devem ser confirmadas por aplicações práticas exaustivas; portanto, antes de aplicar o produto, quem tencione dele fazer uso é obrigado a determinar se este é ou não adequado à utilização prevista, assumindo todavia toda a responsabilidade que possa advir do seu uso.

Consultar sempre a versão atualizada da ficha técnica, disponível no nosso site www.mapei.com

INFORMAÇÃO JURÍDICA

O conteúdo desta Ficha Técnica pode ser utilizado noutro documento de projeto, mas o documento assim obtido, não poderá, de forma alguma, substituir ou complementar a ficha técnica em vigor no momento da aplicação do produto Mapei. Para a Ficha Técnica e as informações sobre a garantia mais atualizadas, visite o nosso site www.mapei.com. QUALQUER ALTERAÇÃO DO TEXTO OU DAS CONDIÇÕES PREVISTAS NESTA FICHA TÉCNICA OU DESTA DERIVADA, TORNARÃO INAPLICÁVEIS TODAS AS GARANTIAS MAPEI RELACIONADAS.

As referências relativas a este produto estão disponíveis a pedido e no site da Mapei www.mapei.pt ou www.mapei.com



Canal hidroeléctrico Bertini - Robbiate (CO): acabamento com espátula



Canal hidroeléctrico Bertini - Robbiate (CO): vista do conjunto

MEMÓRIA DESCRITIVA DO PRODUTO

Reconstrução volumétrica de betão mediante aplicação numa ou mais camadas (espessura de cerca de 5 cm cada) de argamassa fibrorreforçada, de reatividade pozolânica, à base de cimentos de elevada resistência, agregados selecionados, aditivos especiais e resinas sintéticas (tipo Mapegrout Tissotropico da MAPEI S.p.A.). O produto deve responder aos requisitos mínimos requeridos na EN 1504-3 para argamassas estruturais da classe R4. Para assegurar uma expansão ao ar durante os primeiros dias de cura, o produto deve ser misturado, durante a fase de preparação, com 0,25% de Mapecure SRA. A argamassa deve ser aplicada sobre suporte sólido e compacto previamente enruguecido (asperidade não inferior a 5 mm) e saturado com água.

A argamassa deverá ter a seguintes características prestacionais:

Relação da mistura:	100 partes de Mapegrout Tissotropico com 15,5-16,5 partes de água (cerca 3,8-4,1 l de água por cada saco de 25 kg)
Massa volumétrica da mistura (kg/m ³):	2.200
pH da mistura:	12,5
Duração da mistura:	cerca de 1 h
Características mecânicas utilizadas a 16% de água:	
Resistência à compressão (EN 12190) (MPa):	> 60 (após 28 dias)
Resistência à flexão (EN 196/1) (MPa):	> 8,5 (após 28 dias)
Aderência ao suporte (MPa):	> 2,0 (após 28 dias)
Módulo elástico à compressão (EN 13412) (GPa):	26 (após 28 dias)
Resistência à carbonatação acelerada (EN 13295)	menor do que o betão em referência
Absorção capilar (kg/m ² ·h ^{0,5}) (EN 13057):	< 0,20
Compatibilidade térmica medida como aderência segundo EN 1542 (MPa):	
- ciclos de gelo-degelo com sais descongelantes (EN 13687/1):	≥ 2 (após 50 ciclos)
- ciclos temporais (EN 13687/2):	≥ 2 (após 30 ciclos)
- ciclos térmicos a seco (EN 13687/4):	≥ 2 (após 30 ciclos)
Consumo (por cm de espessura) (kg/m ²):	19

Qualquer reprodução de textos, fotografias e ilustrações desta publicação é proibida e punida nos termos da lei em vigor

302-5-2017



O PARCEIRO MUNDIAL DOS CONSTRUTORES

Fornecimento	25 kg. 220 kg.
Armazenagem e conservação	O produto conserva-se durante 24 meses a partir da data de fabrico, na embalagem original não encetada, a temperaturas entre +5 e +30 °C. Armazenar em local seco e ao abrigo da luz solar directa. Em caso de temperatura <-5 °C, pode ocorrer cristalização reversível. Se isso acontecer, deixe o produto aquecer à temperatura ambiente (15-25 °C), em seguida, mexa bem para voltar a dissolver os cristais.
Dados técnicos	
Base química	Combinação de compostos inorgânicos e orgânicos.
Massa volúmica	1,05 kg/dm ³ (a +20 °C)
pH (20 °C)	~10
Viscosidade	Aprox. 20 mPa.s. (Brookfield RVT, fuso 2, 100 rpm, 23°C)
Determinação da profundidade	Têm sido realizados vários ensaios em obra e em laboratório que mostram que o Sika® FerroGard®-903 Plus pode penetrar no betão a uma velocidade que oscila entre uns milímetros por dia até a uma profundidade de cerca de 25 a 40 mm num mes. A velocidade de penetração no betão pode ser maior ou menor dependendo da porosidade do betão. Sika® FerroGard®-903 Plus alcança a superfície do aço por mecanismos de difusão na fase líquida e também na fase gasosa. Nota: Se após a aplicação de Sika® FerroGard® 903 Plus, a superfície de betão for revestida com revestimentos de protecção (base de cimento, acrílicos ou impregnação) ou impregnação hidrofóbica, a taxa de difusão do inibidor é reduzido, mas não pára o mecanismo de, apenas continua na fase de vapor. Com a variação da porosidade do betão e da permeabilidade, é recomendável realizar alguns ensaios de profundidade para avaliar a penetração, com o Procedimento nº003 Análise qualitativa de Sika® FerroGard® 903 Plus.
Informação sobre o sistema	
Estrutura do sistema	Sika® FerroGard®-903 Plus faz parte dos Sistemas de Reparação e Protecção Sika®: Sistemas de reparação: Sika MonoTop®, SikaRep®, Sika Icoment® ou SikaTop®. Controlo de corrosão: Sika® FerroGard®-903 Plus. Protecção de betão: Revestimentos e Impregnações hidrofóbicas Sikagard® ou SikaTop®.
Pormenores de aplicação	
Consumo/ Dosagem	Normalmente ~0,5 kg/m ² (~480 ml/m ²). Em betões muito densos e pouco permeáveis, o consumo do Sika® FerroGard®-903 Plus pode ser menor, mas nunca deve ser inferior a 0,3 kg/m ² (290 ml/m ²). Para avaliar os requisitos do projecto, o consumo e a profundidade de penetração deve ser controlado com o Procedimento nº003 Análise qualitativa de Sika® FerroGard®-903 Plus.
Qualidade da base	A base deve estar isenta de pó, sujidade, óleo, gordura, eflorescências, impregnações hidrófobas e qualquer tipo de pintura ou revestimentos antigos.

	<p>Tempo de espera / repintura (cont.)</p>	<p>Pintura: Se a aplicação decorreu como acima descrito, não necessário nenhum tratamento adicional antes da aplicação com as impregnações hidrofóbicas Sikagard[®], revestimentos respiráveis Sikagard[®], com SikaTop[®] ou produtos Sikafloor[®] (Consulte a ficha técnica do produto apropriado para obter mais informações da aplicação). Se os revestimentos previsto no projecto, não forem da Sika[®], devem entrar em contacto com os fabricantes ou representantes do sistema escolhido, para confirmar a compatibilidade e a aderência à superfície com o Sika[®] FerroGard[®]-903 Plus. Quando o Sika[®] FerroGard[®]-903 Plus for aplicado antes da reparação, as superfícies devem ser saturadas antes da aplicação das argamassas. Quando for necessário utilizar barramentos de regularização, de acabamento, de protecção ou de impermeabilização, Sika[®] Monotop[®] 107 Sika[®] Monotop[®] 620, SikaTop[®] 121, SikaRep[®] 111, Sikagard[®]-720 Epocem, devem ser seguidas as condições de preparação da base. Outros produtos ou sistemas Sika[®], podem ser utilizados, consulte o departamento técnico.</p>
	<p>Notas sobre a Aplicação / Limitações</p>	<p>Não aplicar o Sika[®] FerroGard[®]-903 Plus quando está prevista chuva ou geada. Os seguintes materiais de construção tem que ser protegido contra salpicos de Sika[®] FerroGard[®]-903 Plus, durante a aplicação: Alumínio, cobre ou aço galvanizado. Se o produto for aplicado perto de pedras naturais, é necessário protegê-las de salpicos, pode ocorrer descoloração. O teor de cloretos máximo admissível é de 1% (correspondente a 1,7% de cloretos de sódio). Acima deste limite, de acordo com as condições do betão e com o nível corrosão, o aumento do consumo do Sika[®] FerroGard[®]-903 Plus, pode ser considerado. Devem ser efectuados ensaios e monitorizada a actividade de corrosão. Em ambiente marinho, quando já estão presentes os cloretos perto da armadura, para protecção eficiente, a concentração de Sika[®] FerroGard[®]-903 Plus na armadura deverá ser no mínimo de 100 ppm quando medido por cromatografia iónica. Não aplicar em zonas de maré ou em betões saturados com água. Evitar a aplicação com sol directo e / ou vento forte e / ou chuva. Não aplicar sobre betão em contacto directo com a água potável. Dependendo das condições da base, a aplicação de Sika[®] FerroGard[®]-903 Plus pode provocar um ligeiro escurecimento da superfície. Devem ser feitos ensaios preliminares. Em todas as fases, só pode ser usada água potável fria.</p>
	<p>Cura</p>	<p>O Sika[®] FerroGard[®]-903 Plus não requer nenhum tratamento especial de cura, mas deve ser protegido da chuva por pelo menos 4 horas.</p>
	<p>Nota</p>	<p>Todos os dados técnicos referidos nesta Ficha de Produto são baseados em ensaios laboratoriais. Resultados obtidos noutras condições podem divergir dos apresentados, devido a circunstâncias que não podemos controlar.</p>
	<p>Restrições locais</p>	<p>Por favor, note que, como resultado de regulamentos locais em vigor o desempenho do produto pode variar de país para país. Por favor, consulte a ficha de produto local.</p>
	<p>Risco e segurança</p>	
<p>Medidas de segurança</p>	<p>Para informações complementares sobre o manuseamento, armazenagem e eliminação de resíduos do produto consultar a respectiva Ficha de Dados de Segurança e o rótulo da embalagem.</p>	

Construction

"O produto está seguro na C^o Seguros XL Insurance Switzerland (Apólice nºCH00003018LI05A), a título de responsabilidade civil do fabricante".

A informação e em particular as recomendações relacionadas com aplicação e utilização final dos produtos Sika são fornecidas em boa fé e baseadas no conhecimento e experiência dos produtos sempre que devidamente armazenados, manuseados e aplicados em condições normais, de acordo com as recomendações da Sika. Na prática, as diferenças no estado dos materiais, das superfícies, e das condições de aplicação em obra, são de tal forma imprevisíveis que nenhuma garantia a respeito da comercialização ou aptidão para um fim em particular nem qualquer responsabilidade decorrente de qualquer relacionamento legal poderão ser inferidas desta informação, ou de qualquer recomendação por escrito, ou de qualquer outra recomendação dada. O produto deve ser ensaiado para aferir a adequabilidade do mesmo à aplicação e fins pretendidos. Os direitos de propriedade de terceiros deverão ser observados. Todas as encomendas aceites estão sujeitas às nossas condições de venda e de entrega vigentes. Os utilizadores deverão sempre consultar a versão mais recente da nossa Ficha de Produto específica do produto a que diz respeito, que será entregue sempre que solicitada.



Sika Portugal, SA
R. de Santarém, 113
4400-292 V. N. Gaia
Portugal

Tel.: +351 22 377 69 00
Fax: +351 22 370 20 12
prt.sika.com



Sika® Ferrogard®-903 Plus 5/5

10.8. ANEXO 8: MAPESHIELD I – SISTEMA DE PROTEÇÃO CATÓDICA



Mapeshield I

Pure zinc anodes coated with a special conductive paste, for galvanic cathodic protection against corrosion of reinforcement rods in new structures and in structures requiring repair



WHERE TO USE
Mapeshield I is particularly recommended for protecting reinforcement rods against corrosion in structures of art requiring repair work and also offers a number of advantages if applied on new reinforced structures for protection against corrosion, especially if they come into contact with aggressive agents.

Application examples

- Piles and abutments on bridges and viaducts.
- Floor slabs.
- Pre-fabricated reinforced concrete structures.
- Front edges of balconies.
- Concrete floors (such as car-parks).
- Foundations.
- Basins.
- Prefabricated structures (buffer panels, beams, etc.).

TECHNICAL CHARACTERISTICS
Mapeshield I is made up of a multi-layered zinc core with a large surface area, covered with a special conductive paste which keeps the system active over the years. After connecting **Mapeshield I** to the reinforcement rods with metallic stays, a difference in potential is created between the steel and the zinc which stops corrosion and impedes its formation, even if the surrounding environment is particularly aggressive, for example due to the presence of chlorides. In fact, when two different metals are connected together in a suitable electrolyte (in this case the concrete), the metal with the most negative potential (the zinc) will corrode, while the metal with the least negative potential (steel reinforcement rods) remains protected against

corrosion. Also, the current generated provokes an increase in the pH level which leads to a slow re-alkalisation of the concrete and, if chloride ions are present, pushes them away. The degree of protection depends on the density of the reinforcement in the structure. The number of anodes applied varies according to whether the structure is highly reinforced or with only a small amount of reinforcement, or whether the structure is new or an old structure requiring repair. This calculation must be carried out using the attached graphs which indicate the reinforcement/concrete ratio and the pitch between each anode.

Mapeshield I is available in two different lengths and 4 different masses so the system may be used in most structures. The surface which the anode is capable of protecting depends on its size (the bigger the anode, the larger the area it protects) while the mass, which is proportional to the amount of metal it contains, effects its duration. **Mapeshield I** ensures that the steel reinforcement is depolarised in compliance with the prescriptions in the EN 12696 European standard "Cathodic protection of steel in concrete".

RECOMMENDATIONS

- **Mapeshield I** may not be applied where there is structural damage to the reinforcement. In such cases, the reinforcement must be integrated or replaced according to calculations carried out by a specialised technician.
- When the use of **Mapeshield I** is planned, do not apply **Mapefer**, **Mapefer 1K** or any other type of anti-rust protection on the reinforcement rods.

Mapeshield I



Mapeshield I applied to a viaduct pile under repair



Mapeshield I applied to the reinforcement of a flyover pile



Mapeshield I welded to the reinforcement of a new beam in the construction of a dockyard quay

TECHNICAL DATA (typical values)

MAPESHIELD I 30	U.M.	30/10	30/20
External surface	mm	300 x 50 ± 5%	300 x 50 ± 5%
Height	mm	10 ± 10%	12 ± 10%
Total weight	g	450 ± 10%	570 ± 10%
Mass of zinc	g	340 ± 2%	450 ± 2%
Outside colour	-	light blue	light blue
Packaging	-	vacuum-packed	vacuum-packed
MAPESHIELD I 10	U.M.	10/10	10/20
External surface	mm	100 x 50 ± 10%	100 x 50 ± 10%
Height	mm	12 ± 10%	15 ± 10%
Total weight	g	230 ± 10%	320 ± 10%
Mass of zinc	g	168 ± 2%	245 ± 2%
Outside colour	-	light blue	light blue
Packaging	-	vacuum-packed	vacuum-packed

- Do not use epoxy or polyurethane mortar for repair work.
- If repair work is required, we recommend the use of a compensated-shrinkage mortar according to UNI EN 1504-3 standards with a maximum resistivity of 100 kΩ.

APPLICATION PROCEDURE

Structures which require repairing

Preparation of the substrate
Prepare the substrate by removing the deteriorated and detached concrete, including from below the reinforcement rods, until a solid, strong substrate with a rough surface is obtained. Any areas previously repaired and which are not perfectly bonded must also be removed. All corrosion and loose particles must be removed from the reinforcement rods to guarantee that there is good contact between the steel and the repair mortar or concrete. The continuity of

the reinforcement rods must be checked with an ohmmeter before installing the protection.

How to choose the anode and the pitch required

Three main factors must be considered when choosing the most suitable anode:

- the shape of the structure;
- the size of the structure;
- duration of the passivity of the reinforcement rods to be guaranteed under all conditions, including in the presence of chlorides or cracks.

Mapeshield I is available in 4 different configurations:

- **Mapeshield I 10/10**
- **Mapeshield I 10/20**
- **Mapeshield I 30/10**
- **Mapeshield I 30/20**

Where the first number indicates its length (10 and 30 cm) and the second number its duration (10 and 20 years) according to the structure under repair and the mass of the anode.

or example, on a heavily-reinforced structure requiring repair (steel/concrete ratio = 0.8-1) with 30 cm long anodes and a service life of 20 years (**Mapeshield I 30/20**), according to table 2 the number of anodes required to protect the surface is 3 per square metre.

Application of the anodes

The anodes must be positioned and fastened firmly in place to the reinforcement rods so that they do not move during repair and casting operations. They must be attached to the reinforcement rods with the metallic fasteners supplied with the anodes using wire or by welding. Enough space must be left under the anodes to allow the mortar to penetrate when repairs are carried out. This space must never be less than 2-3 times the size of the largest aggregate in the repair mortar. Once installed, the continuity between the anodes and reinforcement rods must be checked with an ohmmeter.

Application of the repair mortar

The electrical resistivity of the repair mortar must be in a range of between 50% and 200% of the original concrete and up to a maximum of 100 kΩ, as specified in EN 12696 standards. Mortars from the **Mapegrout** range comply with the requirements and are therefore recommended for repairing structures protected with galvanic cathodic systems. Carry out repairs following normal application guidelines, according to the product chosen and the indications on the data sheet of the mortar used for the repairs. When applying the mortar, do not leave any gaps around the anodes.

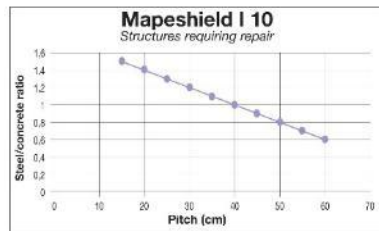


Table 1

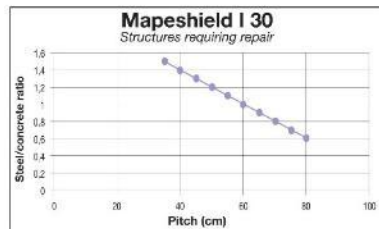


Table 2

New structures

Mapeshield I may be used on new structures even if they are located in particularly aggressive environments. If the system is placed on the reinforcement rods, complete passivity is guaranteed.

Even if the concrete used has been made according to EN 206, UNI 11104 or Eurocode 2 standards, cracks may appear over the years due to shrinkage following incorrect curing procedures or the continuous external stresses to which it is subject (vibration, dynamic loads, impact etc.). Water, oxygen, carbon dioxide and chlorides may then penetrate into the cracks and corrode the reinforcement rods. A galvanic cathodic protection system installed correctly in the concrete considerably increases the duration of the structure, by delaying problems caused by unforeseen defects for a number of years.

To protect new structures, fewer anodes are required compared with repaired structures and they have a much higher duration. This is due to the fact that, on new structures, the reinforcement rods are passive and so the current required to keep them protected is minimal.

For example, in a new highly-reinforced structure (steel/concrete ratio = 0.8-1) two **Mapeshield I 10/20** anodes every square metre (see table 3) offer protection against corrosion for approximately 40 years, and when the anodes are completely consumed the reinforcement rods will still be passive.

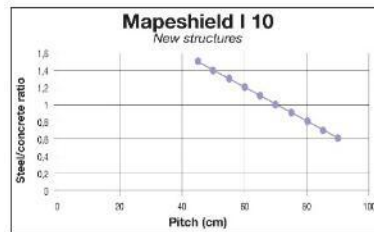


Table 3

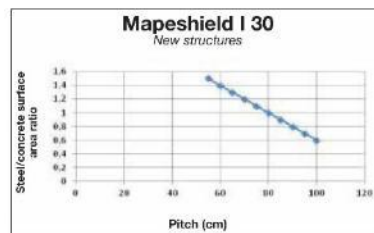


Table 4

Functional checks

In order to check the system, several reference electrodes (in Ag/AgCl for example) must be embedded in the concrete when it is cast or applied in the area protected by the anodes which are to be monitored. Several anodes in critical areas are connected to cables with an on/off switch and then connected with the cables from the reference anodes to an external switch box.



Construction of a new central reservation protected with Mapeshield I



Pouring concrete for a structure protected with Mapeshield I

Mapeshield I



The procedure for the functional checks is described in the EN 12696 standard which states:

- depolarisation during the 24 hours after switching off of at least 100 mV compared to the potential measured between 0.1 and 1 second after disconnecting the anode (instant off);
- depolarisation over a longer period (> 24 hours) of at least 150 mV after instant off.

Mapeshield I complies with the above criteria.

PRECAUTIONS TO BE TAKEN DURING AND AFTER APPLICATION

No special precautions need to be taken if the temperature is between +5°C and +35°C.

CONSUMPTION

See attached graphs.

PACKAGING

Mapeshield I 30/10 and 30/20 in boxes of 12.
Mapeshield I 10/10 and 10/20 in boxes of 24.

STORAGE

Mapeshield I may be stored for up to 12 months in its original packaging in a dry place.

For further and complete information about the safe use of our product please refer to our latest version of the Material Safety Data Sheet.

PRODUCT FOR PROFESSIONAL USE.

WARNING

Although the technical details and recommendations contained in this product data sheet correspond to the best of our knowledge and experience, all the above information must, in every case, be taken as merely indicative and subject to confirmation after long-term practical application: for this reason, anyone who intends to use the product must ensure beforehand that it is suitable for the envisaged application: in every case, the user alone is fully responsible for any consequences deriving from the use of the product.

Please refer to the current version of the Technical Data Sheet, available from our website www.mapei.com

All relevant references for the product are available upon request and from www.mapei.com

(GR) A.G. BETA

Any reproduction of texts, photos and illustrations published here is prohibited and subject to prosecution.

6102-7-2012

