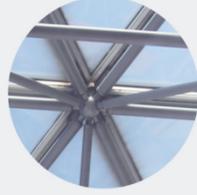
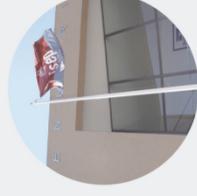


Análise experimental de estruturas de betão

MARIA BEATRIZ SILVA SANTOS FERREIRA

novembro de 2017



Análise experimental de estruturas de betão

Análise experimental de estruturas de betão

MARIA BEATRIZ SILVA SANTOS FERREIRA
Outubro de 2017

MARIA BEATRIZ SILVA SANTOS FERREIRA
Outubro de 2017



AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE ESTRUTURAS DE BETÃO

MARIA BEATRIZ SILVA SANTOS FERREIRA

Relatório de estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO ESTRUTURAS

Orientador: Prof. Paulo Augusto Ribeiro Guedes

Supervisor: Eng.º Francisco Quintas Araújo | EUROMODAL – Soluções para Betão

OUTUBRO DE 2017

ÍNDICE GERAL

Índice geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de texto.....	xi
Índice de figuras	xv
Índice de tabelas	xix
Capítulo 1 Introdução	1
Capítulo 2 Ensaio de caracterização do betão	5
Capítulo 3 Casos de estudo.....	51
Capítulo 4 Conclusão e sugestão para trabalhos futuros	87
Referências Bibliográficas	89
Anexos	93
Anexo I.....	95
Anexo II.....	97
Anexo III.....	99
Anexo IV	101

RESUMO

O betão é um material usado para a construção de inúmeros edifícios e estruturas, dado que se torna necessário exercer um controlo antes, durante e após a construção, pelo que é necessária a existência de métodos fiáveis e capazes de o garantir. Do ponto de vista do engenheiro, a resistência é um parâmetro fundamental do dimensionamento de estruturas novas ou de reforço de existentes.

Neste contexto o presente documento pretende dar um contributo no estudo e caracterização do betão, através de ensaios destrutivos e não destrutivos. É apresentada a importância e utilidade da realização dos mesmos quer em estruturas existentes ou novas. Estão sintetizados procedimentos de cada ensaio e respetivo equipamento segundo a regulamentação nacional, sempre que possível.

O presente relatório procura, através da realização de um programa experimental, com três casos de estudo, entender o comportamento do betão endurecido e verificar a fiabilidade e eficiência entre a relação de ensaios destrutivos e não destrutivos.

Palavras-chave: Betão; GRC; Ensaios Destrutivos; Ensaios não destrutivos.

ABSTRACT

Concrete is a material used in the construction of numerous buildings and structures, so it's necessary to perform a control before, during and after construction and it's also necessary to have reliable methods to guarantee it. From the engineer's point of view, resistance it's a key parameter in the dimensioning of new structures or reinforced ones.

In this context, this report aims to contribute to the study and characterization of concrete through destructive and nondestructive tests. The importance and utility of their realization is presented, either in existing or new structures. Procedures for each test and its equipment are synthesized, under national regulations, whenever possible.

This report aims to understand the behavior of hardened concrete and to verify the reliability and efficiency between the relation of destructive and non-destructive tests, through an experimental program, with 3 case studies.

Keywords: Concrete; Glass reinforced concrete; Non-destructive tests

AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro Paulo Guedes, a minha humilde e sincera gratidão pelo seu tempo despendido no acompanhamento do estágio, pela incansável paciência, tolerância e ajuda em infinitas horas de reuniões e esclarecimentos de dúvidas.

Um enorme obrigado ao Eng.º Francisco Araújo pela oportunidade de integrar a equipa Euromodal. Agradeço a sua disponibilidade, a partilha e amizade. A toda a equipa Euromodal, Sr. Pereira, Sr. Álvaro, Sr. Gomes, Nuno Araújo, Eng.º Jorge Araújo, ao Diogo e à Ana, muito obrigada pela forma como me integraram, pela partilha durante o estágio e acima de tudo, pela boa disposição diária.

Por último, mas não menos importante, à minha mãe e irmã. Aos meus amigos, um agradecimento particular ao João, ao Tiago, ao Henrique e ao Filipe, por toda a ajuda, constante motivação ao longo deste percurso, companheirismo e entrega em prol do sucesso profissional e pessoal. Por todas as histórias e amizade que criámos.

Muito obrigada.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Apresentação da empresa	1
1.3	Considerações gerais	2
1.4	Objetivos	3
1.5	Organização do relatório	4
Capítulo 2	Ensaaios de caracterização do betão	5
2.1	Introdução.....	5
2.2	Betão	7
2.3	GRC.....	9
2.4	Ensaaios não destrutivos	11
2.4.1	Índice esclerométrico	11
2.4.2	Velocidade de propagação de ultrassons.....	14
2.4.2.1	Fatores que influenciam os resultados	22
2.4.2.2	Correlação com o módulo de elasticidade.....	27
2.4.2.3	Correlação com a resistência à compressão	29
2.4.3	Resistividade elétrica do betão	30
2.4.4	Profundidade de carbonatação	33
2.4.5	Módulo de elasticidade secante em compressão	35
2.4.6	Tração direta.....	37
2.4.7	Força de arranque	39
2.4.8	Ensaio de carga.....	42

2.5	Ensaaios destrutivos	45
2.5.1	Resistência à compressão - betão endurecido	45
2.5.2	Resistência à flexão - betão endurecido.....	47
2.5.3	Resistência à flexão – GRC.....	49
Capítulo 3	Casos de estudo	51
3.1	Introdução.....	51
3.2	GRC.....	51
3.2.1	Realização de provetes e método de fabrico	53
3.2.2	Expansão	56
3.2.3	Módulo de elasticidade	59
3.2.4	Resistência à flexão.....	61
3.2.5	Resistência à compressão.....	62
3.2.6	Tração direta.....	64
3.2.7	Arranque	66
3.3	Prelada	67
3.3.1	Enquadramento e caracterização estrutural do edifício	67
3.3.2	Índice esclerométrico - determinação da dureza superficial	68
3.3.3	Resistência à compressão do betão	69
3.3.4	Velocidade de propagação dos ultrassons	72
3.3.5	Ensaio de Carga.....	75
3.4	Painéis Leiria	77
3.4.1	Deteção da armadura	77
3.4.2	Resistividade elétrica do betão.....	79
3.4.3	Índice esclerométrico	80
3.4.4	Velocidade de propagação dos ultrassons	81
3.4.5	Extração de carotes	83
3.4.6	Resistência à compressão.....	85

Capítulo 4	Conclusão e sugestão para trabalhos futuros	87
4.1	Conclusão.....	87
4.2	Desenvolvimentos futuros.....	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Logotipo da empresa, Lda.	2
Figura 1.2 - Laboratório Euromodal.	2
Figura 2.1- Primeira construção em betão armado, 1848 (Appleton, 2017).	7
Figura 2.2 - Nomenclatura do betão.	8
Figura 2.3 - Curva de distribuição normal para a resistência à compressão do betão (Carminho,2012). ...	8
Figura 2.4 - Esclerómetro (Proceq®- site).....	12
Figura 2.5 - Curva base para o ensaio de determinação do índice esclerométrico.	13
Figura 2.6 - Posições de transmissão dos transdutores.	15
Figura 2.7 - Procedimento indireto para determinação da velocidade de propagação dos ultrassons. ...	15
Figura 2.8 - Exemplo de transmissão indireta em betão com fenda.....	16
Figura 2.9 - Procedimento da medição da profundidade de uma fenda, modelo equidistante.....	18
Figura 2.10 - Determinação da velocidade de propagação da onda ultrassónica para tempo “ T_i ” vs distância “ X_i ” segundo Pinto, Medeiros e Padaratz.....	20
Figura 2.11 - Procedimento da medição da profundidade de uma fenda, modelo linear.....	20
Figura 2.12 - Determinação da velocidade de propagação da onda ultrassónica para tempo “ T ” vs distância “ X ” segundo Pinto, Medeiros e Padaratz.	21
Figura 2.13 - Exemplo de fenda oblíqua.....	21
Figura 2.14 - Leitura de ultrassons em abertura inclinada.....	22
Figura 2.15 - Propagação dos ultrassons em diferentes condições (Pereira, 1999).	23
Figura 2.16 - Leitura dos ultrassons em betão armado perpendicularmente à direção de propagação da onda, RILEM NDT 1 (1972).	24
Figura 2.17 - Leitura dos ultrassons em betão armado paralelo à direção de propagação da onda, pelo método direto, RILEM NDT 1 (1972).....	25

Figura 2.18 - Leitura dos ultrassons em betão armado paralelo à direção de propagação da onda, pelo método indireto, RILEM NDT 1 (1972).	25
Figura 2.19 - Curva base para o ensaio da propagação dos ultrassons.	30
Figura 2.20 - Princípio de medição da resistividade.	31
Figura 2.21 – Medidor de resistividade Resipod, (Proceq®-site).	31
Figura 2.22 - Medição da resistividade em superfície de betão.	32
Figura 2.23 - Carotes exibindo carbonatação (Rodrigues, 2016).	35
Figura 2.24 - Determinação de betão carbonatado <i>in situ</i> (Rodrigues, 2016).	35
Figura 2.25 - Gráfico Tensão – Extensão.	36
Figura 2.26 - Ensaio de tração direta.	37
Figura 2.27 - Modos de rotura de um ensaio de tração direta; a – destacamento entre disco e adesivo; b – destacamento entre adesivo e superfície de betão; c – rotura por corte do betão; d – destacamento parcial de betão.	38
Figura 2.28 - Esquema de execução do método Lok test (Pereira, 1999).	40
Figura 2.29 - Esquema de execução do método Capo test (Pereira, 1999).	40
Figura 2.30 - Esquema de arrancamento.	41
Figura 2.31 - Curva base para o ensaio de arranque.	42
Figura 2.32 - Dispositivo de aplicação de carga a meio vão.	48
Figura 2.33 - Dispositivo de aplicação de carga a dois pontos.	48
Figura 2.34 - Esquema de carregamento (NP EN 1170-5 2000).	49
Figura 2.35 - Exemplo de uma curva carga/deformação (NP EN 1170-5 2000).	50
Figura 3.1 - Pannel de fachada em betão reforçado com fibras de vidro.	52
Figura 3.2 - Mistura e produção de GRC.	54
Figura 3.3 - Projeção do GRC.	54
Figura 3.4 - Compactação dos provetes de GRC.	55
Figura 3.5 - Cura do GRC.	55
Figura 3.6 - Moldes com pernos de aço inoxidável.	56
Figura 3.7 - Provetes de GRC com perno de aço inoxidável.	57

Figura 3.8 - Medição da variação de volume de provetes de GRC.....	57
Figura 3.9 - Evolução da variação do comprimento dos provetes de GRC.	58
Figura 3.10 - Execução do ensaio – Módulo de elasticidade.	59
Figura 3.11 - Esquema de carregamento do ensaio do módulo de elasticidade.	60
Figura 3.12 - Sistema de carregamento do ensaio à flexão nos provetes de GRC.....	61
Figura 3.13 - Pós ensaio à flexão de um provete de GRC.....	62
Figura 3.14 - Ensaio de determinação da resistência à compressão do GRC.....	63
Figura 3.15 - Ensaio da tração direta.....	64
Figura 3.16 - Modos de rotura do ensaio da tração direta.	64
Figura 3.17 - Correlação do ensaio de tração direta e do ensaio de compressão de GRC	65
Figura 3.18 - Esquema da planta do piso -2.	68
Figura 3.19 - Esquema da localização das zonas de ensaio do índice esclerométrico.....	68
Figura 3.20 - Esquema representativo dos locais de extração das carotes.	70
Figura 3.21 - Carotes removidas da laje.	70
Figura 3.22 - Correlação entre os valores de resistência à compressão de carotes e o valor de resistência à compressão média obtida pelo esclerómetro.	72
Figura 3.23- Esquema da localização da fenda no pavimento.	72
Figura 3.24 - Calibração do equipamento	73
Figura 3.25 - Localização da fenda	73
Figura 3.26 - Esquema representativo da localização do ensaio dos ultrassons.	73
Figura 3.27 - Curva para determinação da velocidade de propagação dos ultrassons.	74
Figura 3.28 - Esquema de carregamento e respetivo faseamento.	75
Figura 3.29 - Localização dos pontos de medição da deformação (EUROMODAL).	75
Figura 3.30 - Carregamento da laje.....	75
Figura 3.31 - Carregamento da área A1.	76
Figura 3.32 - Descarregamento da área A1 e A3.....	76
Figura 3.33 - Descarregamento da área A1.....	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.34 - Pormenor da deteção de armadura.	78
Figura 3.35 - Mapa das armaduras detetadas pelo equipamento.	78
Figura 3.36 - Vista lateral do painel.	79
Figura 3.37 - Marcação dos pontos do ensaio do esclerómetro.	80
Figura 3.38 - Localização do ensaio dos ultrassons.	81
Figura 3.39 - Curva para determinação da velocidade de propagação dos ultrassons.	81
Figura 3.40 - Medição dos ultrassons na carote C1.	82
Figura 3.41 - Extração de carotes.	84
Figura 3.42 - Carotes recolhidas.	84
Figura 3.43 - Carotes serradas e polidas com uma relação comprimento/diâmetro 2:1.	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Método de ensaio de determinação das características de resistência e deformação do betão.....	6
Tabela 2.2 - Mínima resistência à compressão <i>in situ</i> característica para as classes de resistência à compressão da EN 206-1.	9
Tabela 2.3 - Coeficiente k_1	14
Tabela 2.4 - Relação entre a velocidade dos ultrassons e a qualidade do betão (Félix,2016).....	16
Tabela 2.5 - Fatores de correção dos valores V_e , RILEM NDT 1 (1972).	24
Tabela 2.6 - Fatores de correção dos valores de V_e , RILEM NDT 1 (1972).	26
Tabela 2.7 - Efeito da temperatura na velocidade de propagação de ultrassons no betão (BS-1881 Part 203, 1986).	27
Tabela 2.8 - Relação entre velocidade dos ultrassons e o módulo de elasticidade estático e dinâmico (BS 1881 Part 203 86).....	28
Tabela 2.9 - Intervalo para o módulo de elasticidade estático aos 28 dias para betão normal (BS 8110 Part 2 1986).....	29
Tabela 2.10 - Relação entre resistividade do betão e risco de corrosão (Manual Resipod-Proceq).	32
Tabela 2.11 - Margem k associada ao número de ensaios	47
Tabela 2.12 - Valores de referência de resistência à flexão aos 28 dias do GRC. (GRCA, 2015).....	50
Tabela 3.1 - Resumo das propriedades típicas do GRC (GRCA, 1995).....	53
Tabela 3.2 - Valores obtidos em provetes de GRC no ensaio do módulo de elasticidade secante em compressão.....	60
Tabela 3.3 - Resultados dos provetes de GRC submetidos ao ensaio de flexão.	62
Tabela 3.4 - Resultados dos ensaios à compressão dos provetes de GRC.	63
Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios de tração direta em painéis de GRC.	65

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.6 - Resultados obtidos com o esclerómetro.	69
Tabela 3.7 - Tensão de rotura das carotes removidas.	71
Tabela 3.8 - Estimativa da resistência à compressão característica das carotes.	71
Tabela 3.9 - Velocidade de propagação dos ultrassons na laje.....	74
Tabela 3.10 - Resumo dos deslocamentos na laje.....	77
Tabela 3.11 - Resumo dos resultados obtidos no ensaio da resistividade.....	79
Tabela 3.12 - Resultados da determinação do índice esclerométrico e estimativa da resistência à compressão	80
Tabela 3.13 - Determinação da velocidade através do método direto de medição.	82
Tabela 3.14 - Resultados da medição dos ultrassons nas carotes.	83
Tabela 3.15 - Tensão de rotura das carotes removidas.	85
Tabela 3.16 - Estimativa da resistência à compressão característica das carotes.	86

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Presente em tudo aquilo que é fundamental à sociedade diariamente, desde edifícios de habitação e serviços - 49% da edificação nacional (Censos, 2011), património cultural, pela passagem ao nível das infraestruturas, através de barragens, pontes, depósitos, portos e aeroportos, o betão está presente na maioria da construção em Portugal.

Desta forma, e do ponto de vista de sustentabilidade económica, ambiental e cultural, é consensual que existe a necessidade de avaliar, preservar e prolongar a vida útil do património existente.

O betão é um material heterogéneo cuja qualidade é condicionada pelas propriedades dos seus constituintes, condições de fabrico e respetiva cura. Inicialmente expectava-se que o seu tempo de vida útil fosse superior ao que realmente se verifica.

Manutenção descuidada ou inexistente, alteração da utilização, restauro e reabilitação, ou controlo de qualidade são alguns dos motivos pelos quais a realização de ensaios se torna indispensável.

Os ensaios podem ser realizados em estruturas recém-construídas e em estruturas antigas, tendo em conta o processo mais adequado a cada caso. De uma forma geral, a principal aplicação de ensaios em estruturas antigas pretende avaliar a integridade e utilização adequada das mesmas, enquanto que, em estruturas novas visam o controlo de qualidade e a mitigação de dúvidas quanto à qualidade dos materiais ou respetiva execução.

1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

O estágio sobre o qual resulta o presente relatório foi desenvolvido na empresa Euromodal, Lda criada em outubro de 1986, por Augusto Cardoso, José Pereira e Joaquim Araújo.

A EUROMODAL é especializada na otimização da formulação de misturas e dosagem de constituintes de betão. Formula composições de todos os tipos de betão, disponibilizando os melhores adjuvantes ajustados às necessidades dos clientes.

Para dar resposta às necessidades dos mesmos, a partir de 2000, oferece serviços abrangentes, tais como, dar apoio técnico, formular misturas e realizar vários tipos de ensaio em laboratório e *in situ*.

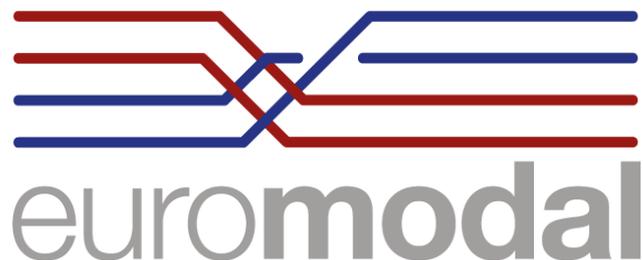


Figura 1.1 - Logotipo da empresa, Lda.

Da empresa com mais de 30 anos de experiência, faz parte o LEME – Laboratório de Ensaios e Materiais da Euromodal, que atualmente se encontra na fase final de transição das novas instalações. O laboratório é especializado em realizar ensaios em laboratório e *in situ*, sendo constituído por uma equipa experiente no setor de engenharia civil e com equipamento tecnologicamente mais avançado.



Figura 1.2 - Laboratório Euromodal.

1.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A avaliação do betão antes, durante e após a construção de determinada estrutura tem-se tornado uma preocupação para os engenheiros nos últimos tempos.

As regras de dimensionamento estrutural são baseadas em características mecânicas do betão, como a resistência à compressão, sendo por isso considerada uma propriedade de elevada importância.

Para verificar e garantir algumas das propriedades do betão utiliza-se o ensaio mais frequente, isto é, a determinação da resistência à compressão através de provetes cúbicos ou cilíndricos, normalizados,

sendo a sua resistência obtida aos 28 dias. No entanto, apesar da sua simplicidade de execução e obtenção de resultados, estes provetes são apenas representativos da resistência real do betão *in situ* e não refletem, muitas vezes, as condições reais a que a estrutura está exposta. Condições de cura diferentes, não homogeneidade, segregação do betão, deficiente compactação são algumas das razões que levam a variações de resistência entre os provetes recolhidos e a estrutura real, para o mesmo betão.

Atendendo à problemática, entende-se a necessidade de desenvolvimento de métodos alternativos para conhecer propriedades do betão à data do ensaio. É desta forma que surgem os ensaios não destrutivos e parcialmente destrutivos. Os ensaios são executados na estrutura, de dano reduzido ou inexistente, permitindo estimar de forma empírica as propriedades do betão, nomeadamente o módulo de elasticidade e a resistência à compressão de forma célere. Ainda que não permitam determinar diretamente a resistência do betão, dão a possibilidade de uma maior e melhor amostragem.

Para obter diretamente a resistência do betão é necessário recorrer a ensaios destrutivos que, como o próprio nome indica, implicam a recolha de amostras e ensaios à rotura. Com a preparação prévia e as relações existentes entre ensaios destrutivos e não destrutivos, consegue-se otimizar o número de ensaios e conhecer a propriedade avaliada.

Os ensaios podem ser aplicados a qualquer estrutura, de uma forma geral, para ensaios de controlo de conformidade com determinada especificação, ensaios de controlo de fabrico, quando há dúvida relativamente a defeitos de execução, quando as condições meteorológicas extremas fazem questionar o correto processo de resistência ou quando a ocupação da estrutura vai ser redefinida e é necessário determinar sob que condições a mudança vai ser realizada e até que ponto necessita ir.

Ressalva-se que é necessária especial atenção à interpretação de resultados quando se executam ensaios para determinar resistência de um elemento. É aconselhável que se verifique a sua relação com a restante estrutura e se a mesma é representativa de um todo.

1.4 OBJETIVOS

O presente trabalho é dedicado à apresentação de diversos ensaios destrutivos e não destrutivos em estruturas de betão armado, bem como verificação da sua fiabilidade e eficiência, realizados no âmbito do estágio curricular. Conta também com um caso de estudo de betão reforçado com fibras de vidro, onde se pretende dar a conhecer algumas das suas características. O estudo e análise são baseados na comparação de resultados de ensaios, realizados em estruturas existentes e em laboratório, na perspetiva de estabelecer relações entre os resultados e as propriedades do material.

Apresentam-se de forma resumida informações sobre equipamentos e técnicas de ensaio, não existindo normas nacionais de algumas delas, que permitem estudar experimentalmente as propriedades do betão do ponto de vista mecânico.

Com isto, o objetivo prende-se em dar um contributo para melhor entendimento do comportamento do betão endurecido, bem como respetivas vantagens e desvantagens, limitações e aplicações de cada ensaio. Numa fase em que a mudança e reabilitação são palavras chave dos tempos atuais, em que diariamente se definem conjuntos de operações destinadas a garantir a possibilidade de reutilização do edificado existente, adaptando-o às exigências atuais, estabelecendo uma ligação entre a sua identidade original e a que resulta da própria reabilitação.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

Atendendo ao propósito acima enunciado, o presente relatório está organizado em quatro capítulos.

Neste capítulo introdutório está apresentado de uma forma geral o tema do trabalho e explicada a utilidade do mesmo. O capítulo faz uma introdução ao problema da avaliação da resistência do betão *in situ* e refere dúvidas sobre a validade dos ensaios da mesma. Consta no mesmo, ainda, a motivação da realização do estágio bem como uma sucinta apresentação da empresa.

O capítulo dois aborda a necessidade do desenvolvimento de técnicas que permitem aprofundar ou estimar propriedades do betão *in situ*, e apresenta que ensaios é possível realizar para obter resposta às questões solicitadas, destrutivos, parcialmente destrutivos e não destrutivos.

No capítulo três são apresentados os casos práticos realizados bem como uma comparação e análise dos resultados de cada um dos métodos utilizados, correlacionando as propriedades avaliadas. No capítulo está também descrito, sumariamente, o equipamento utilizado assim como as particularidades de cada um, quando é necessário.

No quarto e último capítulo apresentam-se as conclusões obtidas durante a execução de ensaios e análise de dados, bem como uma sugestão para futuros trabalhos que se relacionem com a realização de ensaios.

Capítulo 2

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO

2.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo é referente a uma breve explicação, da necessidade dos ensaios, bem como uma descrição dos equipamentos utilizados para a sua realização. Pretende-se com isto uma correta descrição, perceção e alcance de cada ensaio. O capítulo está dividido entre ensaios não destrutivos e ensaios destrutivos, assim como aspetos a ter em conta na interpretação de resultados.

A necessidade de avaliar o betão *in situ* surge tipicamente em duas situações, em estruturas existentes e em betão novo. As razões pelas quais é necessário realizar ensaios são variadas, desde construções que nunca foram alvo de operações de manutenção, não conformidade em alguma especificação, dúvidas referentes à mão de obra envolvida na pré fabricação e implicação futura, controlo de qualidade, monitorização da evolução da resistência em operações como a cura do betão, descofragem ou aplicação do pré esforço, localização e conhecimento da posição de armaduras, suspeita de degradação do betão devido a excesso de carga, ataque químico, fogo ou efeitos ambientais, alteração da função estrutural ou ocorrência de ações extremas até à verificação de existência de erros ao nível do projeto de estabilidade ou execução.

Este capítulo incide essencialmente na identificação e descrição dos ensaios realizados *in situ* e em laboratório. São sintetizados os procedimentos de cada ensaio e equipamento respetivo.

Na tentativa de tipificar o conjunto de ensaios para avaliar propriedades, os danos causados e a sua aplicação, a Tabela 2.1 apresenta um sumário dos ensaios frequentemente realizados. Detalhes dos mesmos são o objetivo do subcapítulo 2.2.

Tabela 2.1 - Método de ensaio de determinação das características de resistência e deformação do betão.

Características	Ensaio	Classificação	Danos Causados	Parâmetro Medido
Resistência	Compressão	Destrutivo	Total	Força
	Flexão			
	Tração por compressão			
	Tração Direta	Semidestrutivo	Significativo	
	Arranque			
	Dureza Superficial	Não destrutivo	Superficial	Ressalto
Medição da velocidade de ultrassons	Manchas ou nódoas		Velocidade	
Deformação	Módulo Elasticidade		-	Deformação
	Carga		Insignificante	Resistência
Diagnóstico	Profundidade de Carbonatação	Semidestrutivo	Manchas ou nódoas	Profundidade de penetração
	Resistividade	Não destrutivo	-	Resistividade

Os métodos de ensaio podem ser classificados como destrutivos, semidestrutivos e não destrutivos. Os métodos destrutivos são realizados em provetes e em carotes, preferencialmente normalizados, que são retirados de estruturas existentes, recolhidos e ensaiados em laboratório. Na maioria das análises para avaliação da capacidade estrutural a extração de carotes é inevitável e fundamental, independentemente da idade da estrutura. Importa referir que o custo e danos da extração de carotes são significativos, o que pode condicionar o número de amostras e induzir numa avaliação incorreta se a estrutura for de grande dimensão. Dessa forma, os ensaios não destrutivos podem ser utilizados como preliminares, no sentido de seleccionar áreas de caroteamento mais representativas da estrutura. Os danos causados pelos ensaios não destrutivos são reduzidos ou insignificantes, não colocam em risco a estabilidade estrutural e todos eles podem ser aplicados na própria estrutura, sem ser necessário recolher amostras.

Importa referir que os ensaios da Tabela 2.1 não apresentam o mesmo grau de precisão na estimativa da resistência, rapidez de execução, destruição provocada ou fiabilidade.

2.2 BETÃO

O betão é utilizado como material de construção há milhares de anos, inicialmente utilizado em pavimentos, paredes e fundações e posteriormente na construção de casas, templos e aquedutos. Há conhecimento da primeira tentativa de criar betão armado, pelos Romanos, com cabos de bronze, no entanto sem sucesso devido aos diferentes coeficientes de dilatação térmica.

Com uma utilização quase limitada às aplicações referidas, após o estudo e produção das propriedades do cimento, que resultou no patenteamento do cimento Portland, é que se inicia o grande desenvolvimento na aplicação de betão em construções.

As primeiras referências à construção em betão armado datam de 1830, Figura 2.1, no entanto a obra existente mais antiga, é reconhecida como de 1848, sendo o barco de ferrocimento realizado por Jean-Louis Lambot. [Construções em Betão-Júlio Appleton]



Figura 2.1- Primeira construção em betão armado, 1848 (Appleton, 2017).

Em 1911 é criado em Portugal o 1º Regulamento Português no domínio de betão armado, pelas universidades do Porto e Lisboa, que seria sete anos mais tarde aprovado. O regulamento foi realizado com base nas normas francesas de 1906, país que criou a primeira disciplina de Betão Armado. É também nesta altura que Freyssinet desenvolve o sistema de vibração mecânica para compactação do betão, que foi utilizado pela primeira vez em Portugal na construção do Canal do Tejo.

Desde então a utilização de betão armado tornou-se transversal a toda a construção em Portugal, ao nível de pontes e viadutos, barragens e edifícios. Destaca-se a criação do LNEC-Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em 1946, criado a partir do laboratório de ensaio e materiais de construção, e do centro de estudos de engenharia civil, que tem contribuído até aos dias de hoje no conhecimento do material referido, através da investigação e experimentação.

Os ensaios do presente documento são todos realizados em elementos de betão. Importa, então, conhecer melhor o material em questão.

A classificação do betão é dada pela NP EN 206 – 1 2007, relativamente à sua resistência à compressão. A maioria das regras de dimensionamento são baseadas na resistência à compressão, sendo por isso natural que esta propriedade seja da maior importância.

A propriedade mecânica é explicitada por classes desde C12/15 até C100/115, consoante a massa volúmica, isto é, betão normal, pesado ou leve. Pode consultar-se a resistência nos quadros fornecidos na referida norma. Para a classificação recorre-se à resistência característica aos 28 dias, em provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e cúbicos de 150 mm de aresta. A nomenclatura é dada segundo a Figura 2.2.

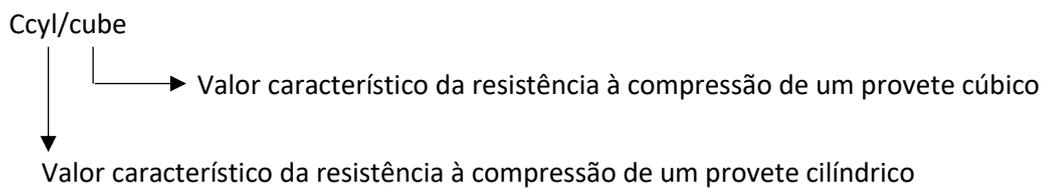


Figura 2.2 - Nomenclatura do betão.

Para determinar a característica mecânica é necessário realizar diversos ensaios. Com os resultados obtidos deve ser construída uma curva de distribuição normal, Figura 2.3, em que nos eixos constam os valores obtidos de f_c e a quantidade de ensaios referentes a um determinado valor de f_c .

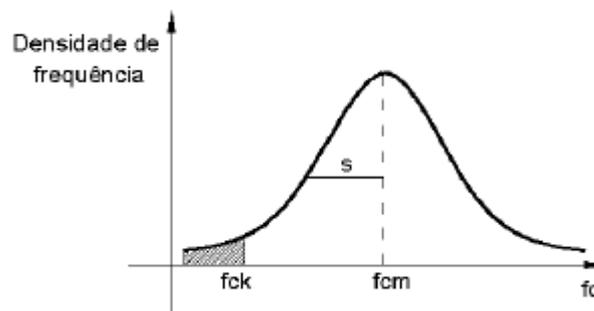


Figura 2.3 - Curva de distribuição normal para a resistência à compressão do betão (Carminho,2012).

Nesta curva encontram-se os valores de conhecimento e utilização geral, como a resistência característica do betão, f_{ck} , e a resistência média do betão à compressão, f_{cm} . Então, f_{cm} é o valor obtido pela média aritmética dos ensaios realizados de onde se determina o valor característico do betão, equação 2.1:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,64 \times S \tag{2.1}$$

onde:

f_{cm} — Valor da resistência média obtida pelos ensaios de compressão, em MPa;

S — Desvio padrão.

No presente trabalho os ensaios foram realizados em betão endurecido, que segue outra regulamentação para classificar a resistência *in situ*. A NP EN 13791-2008 diz respeito à avaliação da resistência à compressão do betão em estruturas existentes e produtos pré-fabricados.

A avaliação pode ser realizada através de métodos diretos, indiretos ou uma combinação dos dois, mediante as condições normativas. A tabela apresenta os requisitos mínimos relativos à mínima resistência *in situ* característica em relação às classes de resistência da EN 206-1 2007.

Tabela 2.2 - Mínima resistência à compressão *in situ* característica para as classes de resistência à compressão da EN 206-1.

Classe de resistência à compressão da EN 206-1	Relação entre a resistência <i>in situ</i> característica e a resistência característica de provetes normalizados	Mínima resistência <i>in situ</i> característica N/mm ²	
		$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, cube}$
C8/10	0,85	7	9
C12/15	0,85	10	13
C16/20	0,85	14	17
C20/25	0,85	17	21
C25/30	0,85	21	26
C30/37	0,85	26	31
C35/45	0,85	30	38
C40/45	0,85	34	43
C45/55	0,85	38	47
C50/60	0,85	43	51
C55/67	0,85	47	57
C60/75	0,85	51	64
C70/85	0,85	60	72
C80/95	0,85	68	81
C90/105	0,85	77	89
C100/115	0,85	85	98

2.3 GRC

O GRC, do inglês “Glass Reinforced Cement”, é o resultado da mistura de uma argamassa de cimento Portland, areia monogranular e reforço de fibras de vidro resistentes ao meio alcalino. (Duarte, J.2014)

A aplicação de fibra no reforço do betão iniciou-se após o sucesso na indústria dos polímeros, inicialmente com fibra de vidro tipo “E”, utilizada para reforço de plásticos e polímeros cuja denominação se deve à propriedade de isolamento elétrico em ambientes com baixa alcalinidade.

Os primeiros ensaios e estudos foram realizados na Rússia onde se concluiu que fibras de vidro tipo “E” estavam vulneráveis ao ataque químico dos cristais alcalinos produzidos no processo de hidratação do cimento.

É nesse contexto que a Building Research Establishment inicia uma investigação mais detalhada do compósito, com o objetivo de resistir ao ataque dos álcalis do cimento e desenvolve uma fibra de vidro denominada “AR” –(alkali-resistant) resistente ao ataque alcalino e de desempenho superior a nível de resistência e durabilidade dos componentes que a sua antecessora.

O compósito teve um impacto imediato na indústria da construção que conduziu à criação de associações como o Precast Concrete Institute nos EUA e o Glassfibre Reinforced Concrete Association em Inglaterra. (Samúdio, 2015)

O recurso a este material é do agrado da maioria dos profissionais do setor da construção devido à sua flexibilidade, desempenho e aparência, na medida em que contribui para a estética da indústria da construção mundial e amplifica o potencial arquitetónico de fachadas pré-fabricadas.

O GRC pode ser empregue na construção de edifícios novos bem como edifícios existentes. Quando comparado com o comportamento do betão armado, a massa é significativamente inferior pelo que se consegue uma redução da carga permanente sobre os elementos estruturais, permite versatilidade de geometria, secções e conseqüente redução da dimensão de fundações. Utiliza equipamentos de menor peso desde a fabricação até à aplicação dado que o seu armazenamento, transporte e manuseamento são simplificados.

A utilização de betão reforçado com fibras de vidro, além das características acima referidas confere às peças melhores características mecânicas. Frequentemente utilizado em painéis de fachada, o GRC tem uma boa capacidade de resistir a deformações bem como esforços de flexão e tração, uma vez que a presença das fibras reduz o aparecimento de fissuras quando sujeitas a esses esforços.

Este material é frequentemente utilizado em elementos não estruturais, como painéis de fachada e cofragens perdidas, pavimentos industriais, chapas onduladas para coberturas, permitindo uma construção rápida e oferecendo um acabamento arquitetónico de qualidade. A construção de barreiras acústicas em GRC é um método eficiente de redução da intensidade do ruído provocado pelo tráfego urbano. A sua utilização em sistemas de águas pluviais e drenagem de águas residuais também é recorrente devido à alta resistência à penetração de água, ao ataque químico e à erosão.

No caso do betão reforçado com fibras de vidro, a tensão resistente à flexão constitui uma das propriedades mais importantes visto que é esta característica mecânica que caracteriza o GRC, semelhante à compressão no betão. Por exemplo, GRC grade 18 é a designação para caracterizar o GRC e significa que o material tem uma resistência de 18 MPa aos 28 dias, valor da tensão de rotura à flexão.(GRCA, 2015).

2.4 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

2.4.1 Índice esclerométrico

A determinação do índice esclerométrico é conseguida ao abrigo da NP EN 12504 - 2 e baseia-se na medição do ressalto de uma massa elástica depois de sofrer o impacto contra a superfície de betão (Rodrigues, 2016).

Consiste na medição da dureza superficial do betão, que em condições normais aumenta com a idade e resistência. A realização deste ensaio pode ser utilizada para ensaios comparativos, tendo como base de referência a resistência conhecida de um betão, querendo com isto garantir determinada resistência para um betão com condições semelhantes (Rodrigues, 2016). Aplica-se para determinar a uniformidade do betão ou para limitar zonas com qualidade superficial inferior de betão. Um método recorrente no transporte de elementos pré-fabricados ou na aplicação de pré-esforço.

Este método pode ser correlacionado com a resistência à compressão e fornecer uma estimativa da resistência *in situ*, no entanto não constitui alternativa à determinação da propriedade mecânica referida. O recurso a este ensaio para esse fim é um método pouco fiável e deve ser complementado com a resistência obtida no ensaio de carotes, atendendo que é apenas representativo da camada superficial do betão, aproximadamente 3 cm.

O índice de ressalto é específico de cada equipamento, Figura 2.4 , pelo que para a comparação de dois betões deve ser utilizado o mesmo equipamento. O método é simples, de rápida execução e transporte e os danos causados na superfície são praticamente nulos.



Figura 2.4 - Esclerómetro (Proceq®- site).

O elemento de betão a ser ensaiado deve ter no mínimo 100 mm e estar fixo à estrutura, não sendo impeditivo de ser realizado em provetes de menores dimensões. A área de ensaio deve ter 300 mm x 300 mm e ter em consideração fatores como o tipo de superfície, o tipo de betão, as condições de humidade e existência de carbonatação no elemento.

A superfície a ensaiar deve ser desgastada, previamente, com recurso a uma pedra abrasiva para que as superfícies com argamassa solta ou rugosas fiquem lisas e sem material solto. Se existir água na superfície de betão deve ser retirada. É recomendado que sejam evitadas zonas com buracos, de textura rugosa ou elevada porosidade, uma vez que a área mensurável é apenas superficial.

Antes de cada ensaio o esclerómetro deve ser calibrado, e para isso devem ser realizados cinco impactos, do aço referência na bigorna, registadas as leituras e comparadas com o valor de referência dado pelo fabricante, num intervalo de ± 3 . Esta medida pretende calibrar o equipamento para que as correlações posteriores sejam as mais fiáveis possíveis.

Reunidas todas as condições pode iniciar-se o ensaio mantendo o esclerómetro perpendicular à superfície a ensaiar e aumentando a pressão gradualmente até ao impacto.

É necessário que os pontos de impacto estejam afastados 25 mm entre si e ao bordo. Devem ser realizadas nove leituras, no mínimo, por área de ensaio para que o valor obtido seja fiável e registar a posição e orientação do esclerómetro para cada conjunto de leituras.

O resultado deve ser expresso em número inteiro e obtido pela mediana de todas as leituras de cada área. Caso 20% das leituras obtidas difiram em mais de 30% da mediana, todo o conjunto deve ser eliminado.

A existência de carbonatação no betão também deve ser verificada, uma vez que a idade do betão e a profundidade da reação química influenciam significativamente o valor do ressalto obtido. Para avaliar se o betão está carbonatado recorre-se à solução alcoólica de fenolftaleína a 0,1 %, num processo de simples execução. Isto é, borrifa-se o elemento em betão com a solução referida, se este ficar de cor rosada não está carbonatado, caso fique incolor estamos perante betão carbonatado.

Correlação da resistência à compressão *in situ* com índice esclerométrico

Para avaliar a relação entre a resistência à compressão *in situ* e o índice esclerométrico, a NP EN 13791 estabelece técnicas adequadas através de um número limitado de ensaios e de uma curva base, Figura 2.5, conseguida a partir da referida norma.

Para isso, é necessário selecionar uma zona de ensaio com nove áreas e em cada uma obter um par de resultados, ou seja, extrair, ensaiar uma carote e obter um valor de índice esclerométrico de cada uma das áreas escolhidas, construindo um gráfico com os valores obtidos e comparando com a curva base fornecida pela norma.

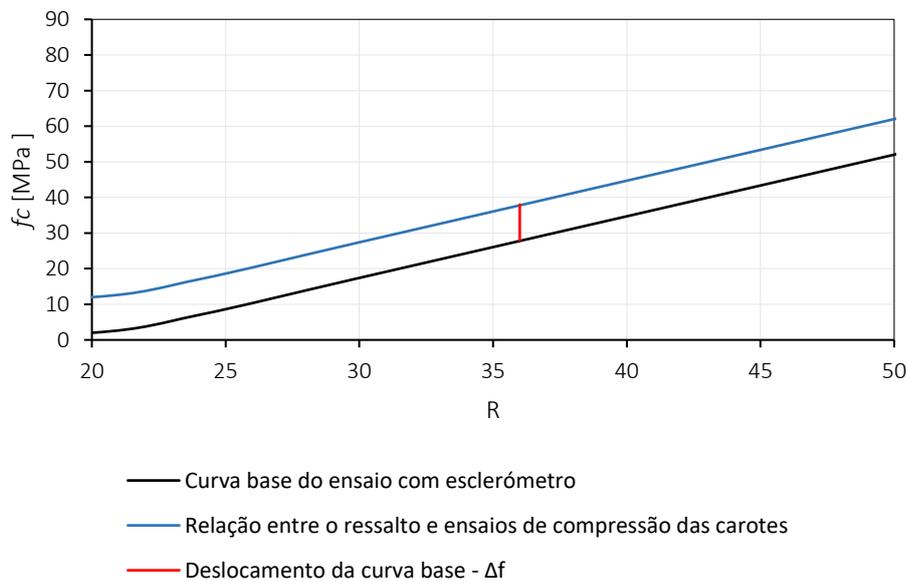


Figura 2.5 - Curva base para o ensaio de determinação do índice esclerométrico.

Pretende-se determinar a diferença entre as resistências, a média dos n resultados e o desvio padrão. Para obter a relação entre o método de ensaio indireto e a resistência à compressão *in situ* determina-se o valor de deslocamento curva, que é obtido pela diferença entre a média, $\delta fm(n)$, e o desvio padrão afetado por um coeficiente, k_1 . O fator tem em consideração o número de resultados, expresso pela equação 2.2.

$$\Delta f = \delta f m(n) - k_1 \times S \quad (2.2)$$

Tabela 2.3 - Coeficiente k1.

Numero de pares de resultados n	Coeficiente k ₁
9	1,67
10	1,62
11	1,58
12	1,55
13	1,52
14	1,50
≥ 15	1,48

Para determinação da resistência à compressão *in situ* através de cálculo matemático utilizam-se as equações, 2.3 e 2.4:

$$f_R = 1,25 \times R - 23 \quad 20 \leq R \leq 24 \quad (2.3)$$

$$f_R = 1,73 \times R - 34,5 \quad 24 \leq R \leq 50 \quad (2.4)$$

2.4.2 Velocidade de propagação de ultrassons

O ensaio de ultrassons visa avaliar a qualidade, homogeneidade e integridade do betão, assente no princípio da propagação das ondas elásticas, cuja velocidade de propagação depende das propriedades elásticas do material, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e densidade do meio (Amaral, 2013). Uma vez determinado o módulo de elasticidade, é possível obter uma correlação com a resistência à compressão, e é o único ensaio não destrutivo que permite determinar a profundidade de fissuras existentes. O ensaio é de fácil e rápida execução.

O ensaio é realizado ao abrigo da NP EN 12504 - 4, para estruturas de betão, e consiste na medição do tempo de percurso de uma onda ultrassónica a atravessar uma camada conhecida de betão, ou seja, existem dois transdutores, um emissor e um recetor onde um emite as ondas longitudinais que atravessam o betão e outro capta a onda recebida. O tempo de percurso da onda é então medido, através da conversão das ondas em sinal elétrico, com recurso a um relógio elétrico.

Quando o betão é de boa qualidade, em termos de densidade uniforme e homogeneização, a onda é mais rápida a atravessar a camada de betão. Quando isso não acontece a onda é mais lenta.

A realização do ensaio pode ser executada através de três posições dos transdutores, que se traduzem na transmissão direta, semidirecta e indirecta, Figura 2.6.

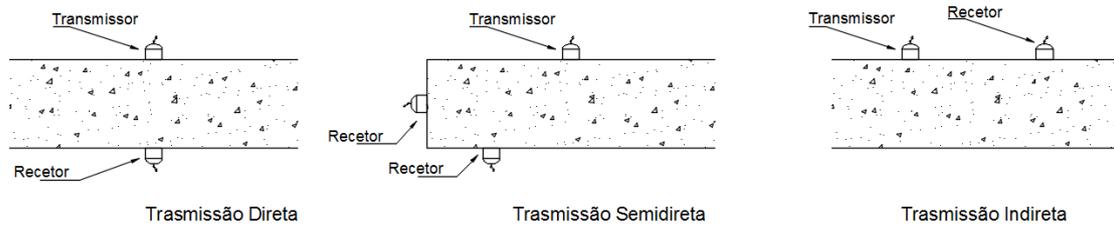


Figura 2.6 - Posições de transmissão dos transdutores.

O método direto é o que apresenta maior fiabilidade nos resultados uma vez que o percurso pode ser medido com o máximo rigor. A transmissão semidirecta realiza-se quando a localização da estrutura ou respetiva geometria não permitem a aplicação do método direto.

Para determinar a velocidade de propagação pelo método indireto é necessário realizar várias leituras, em que o transdutor transmissor se mantém fixo numa posição e o recetor movimenta-se com um incremento de 10 cm, no mínimo, a cada leitura, Figura 2.7. Após o registo das leituras constrói-se um gráfico de regressão, do tempo de propagação em função da distância, onde se obtém a velocidade indireta pelo coeficiente angular da reta que melhor se ajusta aos pontos.

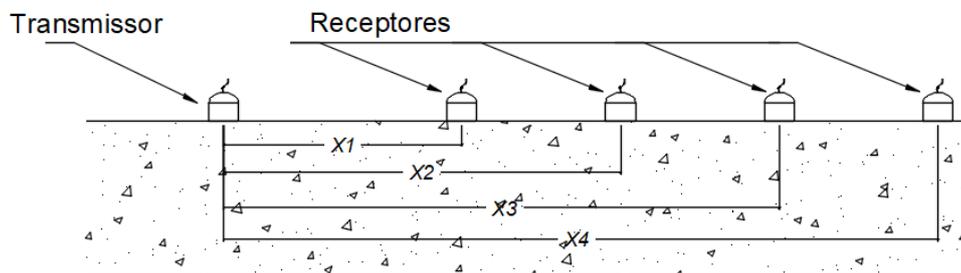


Figura 2.7 - Procedimento indireto para determinação da velocidade de propagação dos ultrassons.

Segundo Coias (2009), no seguimento da investigação nesta área, estabeleceu-se uma relação entre a velocidade de propagação das ondas ultrassónicas e a qualidade do betão, Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Relação entre a velocidade dos ultrassons e a qualidade do betão (Félix,2016).

Velocidade [m/s]	Qualidade do betão
> 4500	Excelente
3500 a 4500	Bom
3000 a 3500	Regular
2000 a 3000	Medíocre
< 2000	Mau

A transmissão indireta é das três a que tem menos precisão no que se refere à determinação da velocidade de propagação de ultrassons. Diversos autores afirmam que é possível avaliar descontinuidades e determinar a profundidade de uma fenda superficial através do tempo de propagação da onda ultrassónica, recorrendo ao método indireto.

— **Modelo Proposto por Bungey (1989)**

O método de Bungey afirma que a profundidade da abertura perpendicular à superfície pode ser estimada pelo método indireto, utilizando as leituras obtidas como na Figura 2.8.

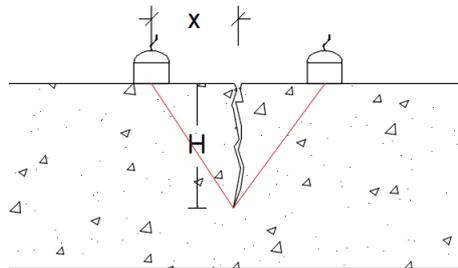


Figura 2.8 - Exemplo de transmissão indireta em betão com fenda.

No caso, os transdutores equidistantes da abertura adotando uma velocidade para o betão são “ V_c ”, tem-se:

$$L_c = 2X \tag{2.5}$$

onde:

L_c — Percurso sem abertura, em mm;

X — Distância do transdutor à abertura, em mm;

$$L_f = 2\sqrt{X^2 + H^2} \tag{2.6}$$

onde:

L_f — Percurso da onda com abertura, a azul no desenho, em mm;

$$T_c = \frac{2X}{V_c} \quad (2.7)$$

onde:

T_c — Tempo de propagação, para uma distância entre transdutores, em zonas sem a abertura, em ms;

$$T_f = \frac{2\sqrt{X^2 + H^2}}{V_c} \quad (2.8)$$

onde:

T_f — Tempo de propagação com abertura, em ms;

Assumindo que a velocidade “ V_c ” é igual, para o caso com e sem abertura de fenda, igualando as equações 2.7 e 2.8, conclui-se que:

$$H = \frac{X}{T_c} \sqrt{T_f^2 - T_c^2} \quad (2.9)$$

onde:

H — Profundidade da fenda, em mm;

X — Distância do transdutor à abertura, em mm;

T_f — Tempo de propagação com abertura, em ms;

T_c — Tempo de propagação, para uma distância entre transdutores, em zonas sem a abertura, em ms;

Segundo Medeiros (2007), este método só é válido admitindo que a velocidade determinada em betão são é igual à obtida percorrendo o betão na zona fendilhada. Esta suposição pode induzir em erro, uma vez que a onda que contorna a fenda desloca-se por uma região do betão diferente da onda que se desloca em betão são, com o acréscimo da incerteza do percurso real da onda. Na Figura 2.8 deduz-se que o percurso da onda ultrassónica seja linear, do emissor até ao fundo da fenda e depois se refrata até ao recetor. Contudo, o percurso percorrido não é linear e existem perdas de energia nas difrações ao longo do percurso.

O mesmo autor utilizou o modelo proposto por Bungey na sua tese de mestrado e concluiu que é possível estimar a profundidade de uma fenda superficial perpendicular à superfície com uma precisão de 20% e estabeleceu a seguinte relação máxima e mínima da profundidade de fenda(H) com a distância do eixo dos transdutores à abertura, Figura 2.8.

- $\frac{X}{H} > 1$
- $\frac{X}{H} < 4$

— Método proposto pela BS 1881: Part 203 (1986)

Este método é semelhante ao anterior, com a diferença que não é necessário estimar a velocidade previamente. Ou seja, colocam-se os transdutores equidistantes à abertura, “X₁”, e regista-se o tempo de propagação “T₁”, em seguida colocam-se os transdutores a 2“X₁” e anota-se o tempo “T₂”, e assim sucessivamente, Figura 2.9.

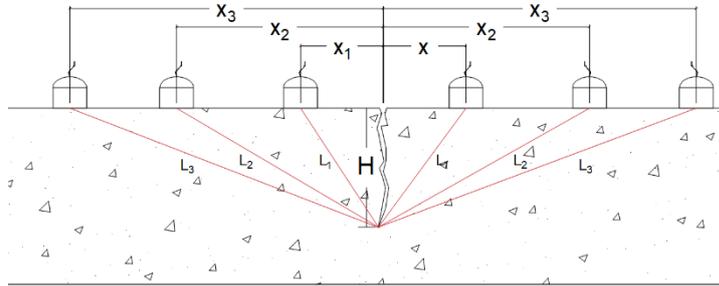


Figura 2.9 - Procedimento da medição da profundidade de uma fenda, modelo equidistante.

A utilização deste método assenta no princípio que a onda percorre o menor caminho entre os dois transdutores, percorrendo a fenda à mesma velocidade, “V”. Dessa forma:

$$T_1 = \frac{2\sqrt{X_1^2 + H^2}}{V} \tag{2.10}$$

onde:

T₁—Tempo que os ultrassons demoram a atravessar o comprimento de percurso, “X₁”, em ms;

$$T_2 = \frac{2\sqrt{4X_1^2 + H^2}}{V} \tag{2.11}$$

onde:

T₂—Tempo que os ultrassons demoram a atravessar o comprimento de percurso, “X₂”, em ms;

Igualando a velocidade, tem-se que:

$$H = X \sqrt{\frac{4T_1^2 - T_2^2}{T_2^2 - T_1^2}} \tag{2.12}$$

A norma britânica recomenda uma distância inicial para “X₁”, de 150 mm. Contudo é possível generalizar a equação 2.12, para distâncias múltiplas de “X₁” para os tempos “T₁” e “T₂”, como sendo “a” e “b”, com “a < b”. Ou seja,

$$H = X \sqrt{\frac{b^2 T_1^2 - a^2 T_2^2}{T_2^2 - T_1^2}} \quad (2.13)$$

Segundo Bungey (1989) os dois métodos podem ser utilizados para determinar fendas superficiais com uma precisão de $\pm 15\%$, devido aos erros inerentes às leituras pelo método de transmissão indireto.

— **Método proposto por Pinto, Medeiros e Padaratz (2007)**

Os métodos de Bungey e da norma britânica não determinam a velocidade de propagação dos ultrassons através do método gráfico a partir das leituras, pelo que não conhecem com precisão o percurso de propagação da onda e têm como consequência a imprecisão da estimativa da profundidade.

Atendendo a este facto Pinto, Medeiros e Padaratz (2007) propuseram um método de determinação de H que tivesse isso em consideração, através de dois modelos.

▪ **Modelo Equidistante**

Semelhante ao modelo da BS 1881: Part 203, com, pelo menos, três leituras. Para cada distância “ X_i ” determina-se o tempo de propagação “ T_i ”, Figura 2.9.

Sabendo que a velocidade é igual à distância percorrida sobre o tempo de propagação da onda, tem-se:

$$T_i = \frac{2L_i}{V} \quad (2.14)$$

$$L_i^2 = X_i^2 + H^2 \quad (2.15)$$

onde:

T_i — Tempo de propagação, para uma distância i , em ms;

L_i — Percurso percorrido pela onda nesse tempo, em mm;

Substituindo a equação 2.15 na equação 2.14:

$$T_i = \frac{2\sqrt{X_i^2 + H^2}}{V} \quad (2.16)$$

Logo,

$$X_i^2 = \frac{T_i^2 V^2}{4} - H^2 \quad (2.17)$$

A equação 2.17 pode ser representada graficamente, relacionando “ X_i^2 ” com “ $T_i^2/4$ ”, onde a inclinação da reta é dada pelo quadrado da velocidade e a intersecção pelo quadrado da profundidade da fenda, Figura 2.10.

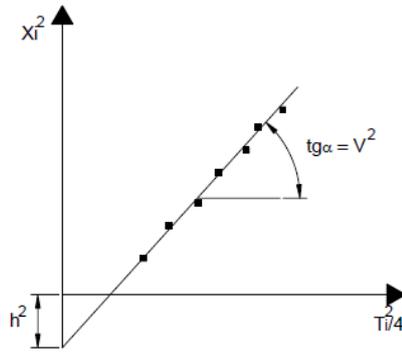


Figura 2.10 - Determinação da velocidade de propagação da onda ultrassónica para tempo " T_i " vs distância " X_i " segundo Pinto, Medeiros e Padaratz.

- Modelo Linear

Este modelo surge da necessidade de realizar a medição quando não há possibilidade de executar a medição equidistante. Neste caso, fixa-se o transdutor emissor num lado da abertura e move-se o recetor conforme representado em Figura 2.11.

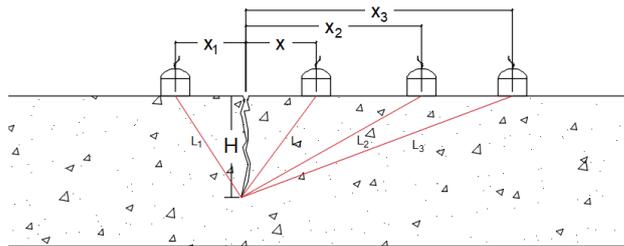


Figura 2.11 - Procedimento da medição da profundidade de uma fenda, modelo linear.

Então,

$$T_1 = \frac{2L_1}{V} \quad \text{ou} \quad VT_1 = 2L_1 \quad (2.18)$$

E,

$$T_2 = \frac{L_1 + L_2}{V} \quad (2.19)$$

Logo,

$$T_i = \frac{L_1 + L_i}{V} \quad \text{ou} \quad VT_i = L_1 + L_i \quad (2.20)$$

E,

$$L_i = \sqrt{H^2 + X_i^2} \quad (2.21)$$

Subtraindo a equação 2.17 na equação 2.15, tem-se:

$$VT_i - VT_1 = L_1 + L_i - 2L_1 = L_i - L_1 \quad (2.22)$$

$$V \left(T_i - \frac{T_1}{2} \right) = L_i$$

E subtraindo “ L_i ” pela equação 2.18, tem-se:

$$X_i^2 = V^2 \left(T_i - \frac{T_1}{2} \right)^2 - H^2 \quad (2.23)$$

Que graficamente se representa pela Figura 2.12

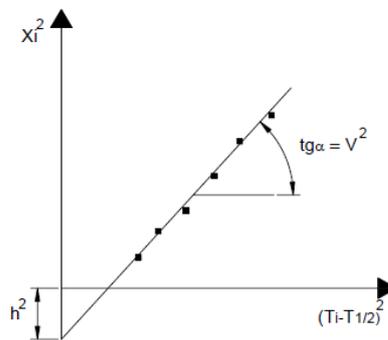


Figura 2.12 - Determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica para tempo “ T ” vs distância “ X ” segundo Pinto, Medeiros e Padaratz.

A estimativa de determinação de abertura de fenda prevê que a qualidade do betão em estudo seja razoavelmente homogênea e que a colocação dos transdutores é perpendicular à abertura exposta, Figura 2.8. Porém essa condição não pode ser garantida uma vez que quando se realiza o ensaio não há conhecimento da sua orientação, Figura 2.13.

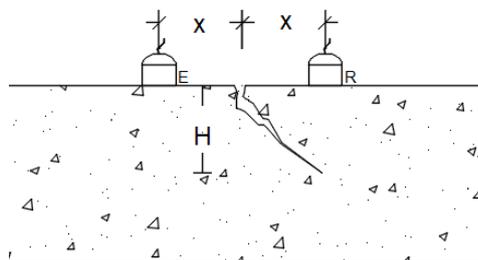


Figura 2.13 - Exemplo de fenda oblíqua.

Para mitigar a questão é aconselhável que se faça uma simples verificação, que consiste em colocar os transdutores próximos da fenda e deslocar alternadamente, isto é, fixa-se o transmissor e move-se o recetor, Figura 2.14. Se o tempo de medição dos ultrassons diminuir com o afastamento entre transdutores pode concluir-se que a fenda se inclina para o recetor. No entanto essa redução pode

também significar que a abertura é mais profunda. Desse modo, basta inverter os transdutores e repetir o processo. Se o tempo medido for menor para a leitura com os transdutores próximos do que com os mesmos mais afastados, a abertura é mesmo inclinada no sentido da leitura anterior. Caso contrario, a abertura ainda que perpendicular à superfície, é muito profunda (BS 1881: Part 203, 1986).

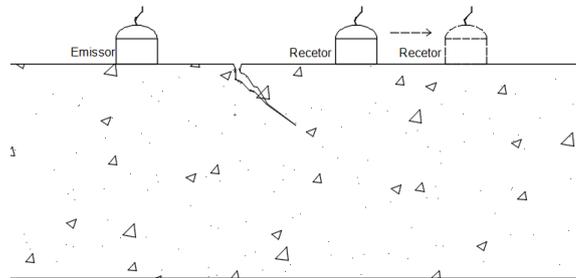


Figura 2.14 - Leitura de ultrassons em abertura inclinada.

2.4.2.1 Fatores que influenciam os resultados

A velocidade de propagação dos ultrassons é influenciada por: (BS 1881 Part 203, 1986)

- Comprimento do percurso;
- Dimensões da peça;
- Presença de armaduras;
- Temperatura e teor de humidade do betão;
- Fissuras e vazios.

O comprimento de percurso deve ter em conta a heterogeneidade do betão, desta forma a distância entre transdutores deve ser comprida o suficiente para que o valor obtido não seja influenciado significativamente. Para uma medição da propagação da velocidade de ultrassons cujo aumento de percurso é de 3m para 6m verifica-se uma redução da velocidade de 5%.

A norma sugere uma distância mínima de 100 mm para agregados cujo $D_{m\acute{a}x}$ é inferior a 20mm e 150 mm quando $20\text{ mm} \leq D_{m\acute{a}x} \leq 40\text{ mm}$. No entanto, existem características e defeitos locais que podem também influenciar o comprimento de percurso, a Figura 2.15 apresenta algumas dessas características do percurso que a onda faz mediante essas adversidades.

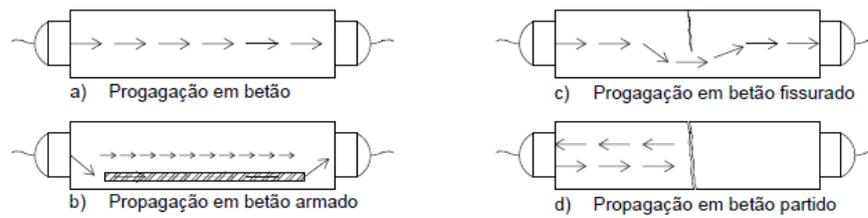


Figura 2.15 - Propagação dos ultrassons em diferentes condições (Pereira, 1999).

A menor dimensão lateral da peça, medida na perpendicular à direção de propagação, deve ser superior a um valor mínimo, caso contrário a velocidade de propagação dos ultrassons é influenciada pela forma e dimensão da mesma. Na NP EN 12504-4 podem encontrar-se as dimensões mínimas recomendadas para diferentes velocidades e frequências de medição.

Para casos em que o comprimento de onda é superior à menor dimensão lateral ou em medições indiretas, Figura 2.8, as velocidades de referência normalizadas são diferentes. O comprimento de onda é obtido através da razão entre a velocidade de propagação dos ultrassons e a frequência de vibração.

Durante a realização do ensaio devem ser evitadas, sempre que for possível, zonas com a presença de armadura, atendendo que a sua existência influencia significativamente os resultados. Isto é, quando o ensaio é realizado em zonas armadas, a velocidade é maior, quando comparada com betão da mesma amassadura, sem armaduras, que apresenta uma velocidade mais baixa. Deve-se ao facto de a velocidade de propagação das ondas ultrassónicas no aço ser, aproximadamente, duas vezes superior à do betão. Deste modo, a onda recebida atravessou dois meios, uma vez que a onda recebida é a mais rápida.

Dessa forma recomenda-se a utilização de um detetor de armaduras para mitigar a influência do ensaio. O aumento da velocidade depende da proximidade das armaduras aos transdutores, da quantidade de armadura e do diâmetro da mesma assim como da sua orientação relativamente à direção de propagação das ondas.

Quando não se consegue evitar a armadura, os valores obtidos no ensaio devem ser corrigidos. Dessa forma, a RILEM NDT 1(1972) estabeleceu fatores corretivos atendendo a dois parâmetros:

- Velocidade ao redor da armadura;
- Percurso percorrido pelo pulso do aço e do betão.

Armadura perpendicular à direção de propagação

A influência da armadura é determinada assumindo que a onda atravessa o diâmetro de cada barra durante o percurso, como mostra a Figura 2.16. Nesse caso, a relação entre a velocidade obtida para o betão armado e betão sem armaduras é dada pela equação 2.24.

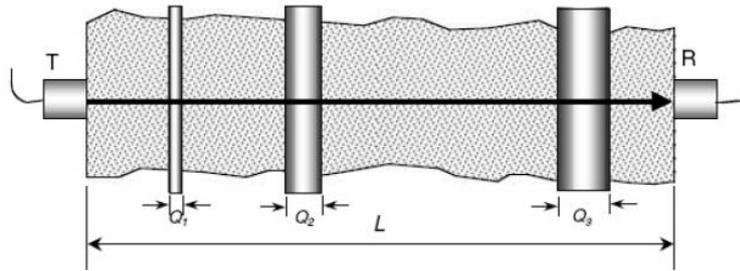


Figura 2.16 - Leitura dos ultrassons em betão armado perpendicularmente à direção de propagação da onda, RILEM NDT 1 (1972).

$$\frac{V_c}{V_e} = 1 - \frac{L_s}{L} \left(1 - \frac{V_c}{V_s} \right)^2 \tag{2.24}$$

onde:

V_e — Velocidade no betão armado, medido no ensaio, em m/s;

V_c — Velocidade no betão sem armadura, em m/s;

V_s — Velocidade no aço, em m/s;

L — Percurso total, em m;

L_s — Percurso do aço, medido pelo diâmetro dos varões que a onda atravessa, em m.

Os valores de V_c/V_e são obtidos através da Tabela 2.5, para diferentes quantidades de aço em três tipos de betão, classificados como de qualidade baixa, razoável ou muito boa.

Tabela 2.5 - Fatores de correção dos valores V_e , RILEM NDT 1 (1972).

L_s/L	$V_c = 3000 \text{ m/s}$	$V_c = 4000 \text{ m/s}$	$V_c = 5000 \text{ m/s}$
1/12	0,96	0,97	0,99
1/8	0,94	0,96	0,98
1/6	0,92	0,94	0,97
1/4	0,88	0,94	0,96
1/3	0,83	0,89	0,94
1/2	0,75	0,83	0,92

Na verdade, os valores corretivos são conservativos, na medida em que os varões não estão todos perfeitamente alinhados e apenas uma parte da onda atravessa o diâmetro todo. Pode concluir-se que essa influência não é significativa quando a armadura se encontra nesta posição e a quantidade de barras for pequena em relação à distância dos transdutores.

Armadura paralela à direção de propagação

Para leituras realizadas como nas Figura 2.17 e Figura 2.18 respetivamente, se a barra estiver localizada a uma distância “a” da linha que une os pontos mais próximos dos dois transdutores e o percurso for “L”, o tempo de propagação obtido é dado pela equação 2.25.

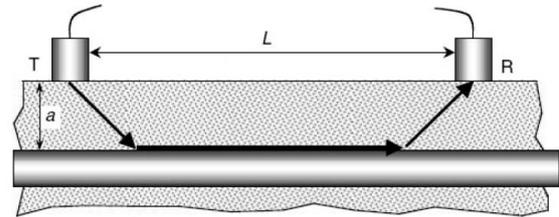
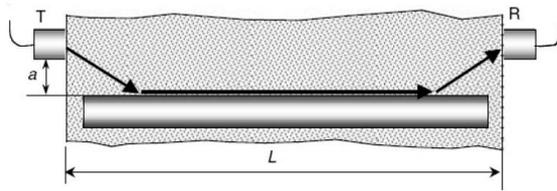


Figura 2.17 - Leitura dos ultrassons em betão armado paralelo à direção de propagação da onda, pelo método direto, RILEM NDT 1 (1972).

Figura 2.18 - Leitura dos ultrassons em betão armado paralelo à direção de propagação da onda, pelo método indireto, RILEM NDT 1 (1972).

$$T = \frac{L}{V_s} + 2a \sqrt{\frac{V_s - V_c}{V_s V_c}} \tag{2.25}$$

onde:

V_e — Velocidade no betão armado, medido no ensaio, em m/s.

Para verificar se a presença do aço tem uma influência significativa na determinação da velocidade de propagação dos ultrassons, deve ser satisfeita a seguinte condição.

$$\frac{a}{L} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{V_s - V_c}{V_s + V_c}} \tag{2.26}$$

No entanto há alguma dificuldade na determinação e verificação das equações 2.25 e 2.26 associada ao conhecimento da velocidade "V_s". É consensual entre os autores referidos no presente subcapítulo que para um meio sólido e infinito, a velocidade no aço seja aproximadamente 5900 m/s e que a velocidade num varão de diâmetro reduzido apresente valores na ordem dos 5200 m/s. Atendendo à complexidade, o RILEM NDT 1(1972) fornece valores corretivos para diferentes velocidades, à semelhança da direção anterior, Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Fatores de correção dos valores de V_e , RILEM NDT 1 (1972).

a/L	$\frac{V_c}{V_s} = 0,90$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,80$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,70$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,60$
0	0,90	0,80	0,71	0,60
1/20	0,94	0,86	0,78	0,68
1/15	0,96	0,88	0,80	0,71
1/10	0,99	0,92	0,85	0,76
1/7	1,00	0,97	0,91	0,83
1/5	1,00	1,00	0,99	0,92
1/4	1,00	1,00	1,00	1,00

Observando a tabela pode concluir-se que quando a distância entre a armadura e os transdutores é superior a 25 %, a influência das armaduras pode ser desprezada.

Armadura em duas direções

Para elementos armados em duas direções a determinação de fatores corretivos é bastante complexa. A RILEM NDT 1 admite que se possam estabelecer relações a partir das Tabela 2.5 e Tabela 2.6, no entanto não é aconselhável uma vez que as mesmas já são bastante conservativas.

Para temperaturas entre os 10°C e 30°C não há alterações significativas, pelo que só para condições de temperatura fora do intervalo é que os valores da velocidade devem ser corrigidos. Quando o betão se apresenta saturado aquando da medição, a velocidade obtida é superior, sendo este fator o mais influenciador quando estamos perante um betão de qualidade inferior. Para valores acima do intervalo referido há uma redução de velocidade causada pela micro fissuração interna do betão. Em casos de temperaturas abaixo a velocidade é inflacionada pelo congelamento da água. A Tabela 2.7 apresenta fatores corretivos para diferentes condições de humidade.

Tabela 2.7 - Efeito da temperatura na velocidade de propagação de ultrassons no betão
(BS-1881 Part 203, 1986).

Temperatura [°C]	Correção da velocidade de propagação	
	Betão seco [%]	Betão saturado [%]
60	+5	+4
40	+2	+1,7
20	0	0
0	-0,5	-1
-4	-1,5	-7,5

As condições de humidade são relevantes para o estabelecimento de correlações que permitem estimar propriedades mecânicas. Para dois provetes normalizados em que apenas um foi submetido a uma cura correta podem verificar-se valores diferentes nas velocidades obtidas, o que se deve às condições de cura na hidratação do cimento. Desta forma, quando se estima a resistência, deve consultar-se a legislação em vigor que tem em consideração esse fator (Pereira, 1999).

2.4.2.2 Correlação com o módulo de elasticidade

A determinação de propriedades mecânicas é conseguida através de relações empíricas, obtidas através do método direto ou semidirecto, e relacionam a velocidade da onda ultrassónica com o módulo de elasticidade dinâmico, coeficiente de Poisson e massa volúmica desse corpo, como já foi referido. Para um meio infinito e isotrópico, o módulo de elasticidade dinâmico é dado por: (BS-1881 Part 203, 1986)

$$E_d = \rho \times v^2 \times \frac{(1 + \nu) \times (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (2.27)$$

onde:

E_d —Módulo de elasticidade dinâmico, em MN/m²;

ρ — massa volúmica, em kg/m³;

v — Velocidade dos ultrassons, em km/s;

ν — Coeficiente de Poisson.

Para provetes realizados em laboratório pode obter-se a relação módulo de elasticidade dinâmico através da equação 2.28 (BS-1881 Part 203, 1986).

$$\frac{E_d}{\rho} = 4 \times n^2 \times L^2 \times 10^{-6} \quad (2.28)$$

onde:

n —Frequência de ressonância, em Hz;

ρ — massa volúmica, em kg/m³;

L —Comprimento do provete, em mm.

Contudo, a determinação da frequência de ressonância nem sempre é viável de ser determinada sobre os elementos estruturais, no entanto é possível determinar através de relações empíricas, o módulo de elasticidade estático e dinâmico através da medição da velocidade de ultrassons medido em qualquer ponto da estrutura. A relação empírica entre a velocidade dos ultrassons e o módulo de elasticidade estático e dinâmico está exibida na Tabela 2.8, considerando um erro de $\pm 10\%$.

Tabela 2.8 - Relação entre velocidade dos ultrassons e o módulo de elasticidade estático e dinâmico (BS 1881 Part 203 86).

Velocidade Ultrassons [Km/s]	Módulo de Elasticidade Dinâmico [MN/m ²]	Módulo de Elasticidade Estático [MN/m ²]
3,6	24 000	13 000
3,8	26 000	15 000
4,0	29 000	18 000
4,2	32 000	22 000
4,4	36 000	27 000
4,6	42 000	34 000
4,8	49 000	43 000
5,0	58 000	52 000

Recorrendo à BS 8810 Part 2 1985 consegue-se determinar a que tensão de resistência está associado o módulo de elasticidade. A tensão de resistência à compressão dada pela Tabela 2.9 é equivalente à resistência característica obtida em cubos aos 28 dias.

Tabela 2.9 - Intervalo para o módulo de elasticidade estático aos 28 dias para betão normal
(BS 8110 Part 2 1986).

$f_{c,cubo}$ [N/mm ²]	$E_{c,28}$	
	Valor médio [GPa]	Intervalo típico [GPa]
20	24	18 a 30
25	25	19 a 31
30	26	20 a 32
40	28	22 a 34
50	30	24 a 36
60	32	26 a 38

Segundo Battagin (2007), o módulo de elasticidade dinâmico obtido através dos ultrassons equivale aproximadamente ao módulo tangente na origem. Recorrendo à norma brasileira ABNT NBR 6118:2003 obtém-se a estimativa de resistência característica à compressão, equação 2.29 :

$$E_{ci} = 5600 \times f_{ck}^{1/2} \quad (2.29)$$

onde:

E_{ci} —Módulo de elasticidade ou deformação tangente inicial, em MPa;

f_{ck} —Resistência característica à compressão, em MPa.

Os dois métodos resultam de valores muito próximos, no entanto no presente documento são utilizadas as recomendações da norma britânica.

2.4.2.3 Correlação com a resistência à compressão

A determinação da avaliação *in situ* da resistência à compressão, dentro de um intervalo limitado de resistências, pode ser obtida através da curva base, presente na NP EN 13791-2008, para elementos pré-fabricados e estruturas antigas, sujeitas a redimensionamento ou alvo de modificação. A relação é definida através da curva base e de um descolamento que é imposto à mesma, como se observa na Figura 2.19, determinado através de ensaios de carotes. Para isso é necessário obter nove pares de resultados, as carotes retiradas, de acordo com a NP EN 12504-1. A medição da velocidade dos ultrassons deve ser realizada na mesma zona.

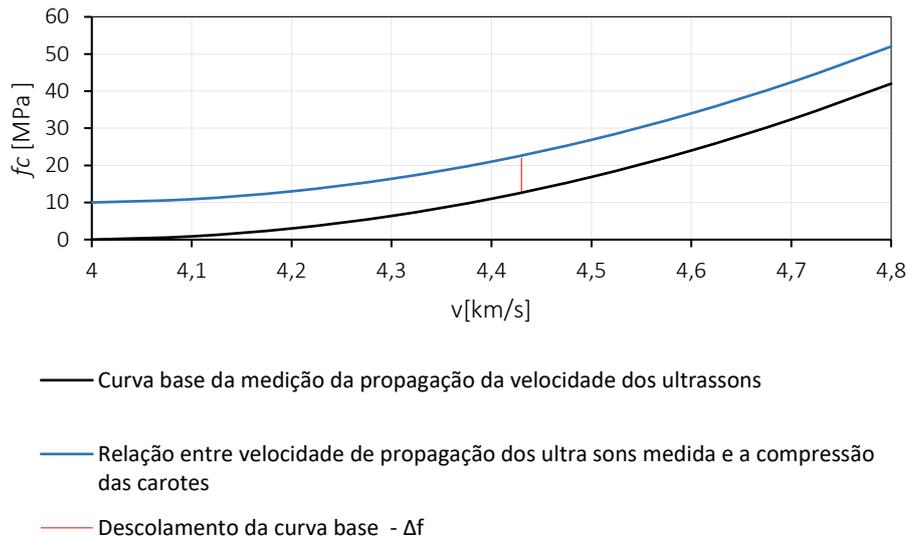


Figura 2.19 - Curva base para o ensaio da propagação dos ultrassons.

A função matemática que origina a curva acima, para velocidades de 4 km/s a 4,8 km/s, é:

$$f_v = 62,5 \times v^2 - 497,5 \times v + 990 \quad (2.30)$$

Atendendo à complexidade da obtenção de valores plausíveis, para a resistência mecânica do betão, o ensaio descrito tem carácter qualitativo, pelo que é aconselhável que a estimativa da resistência à compressão seja obtida por comparação de dois métodos indiretos, ou seja, realizar e conjugar o ensaio da medição da velocidade de propagação dos ultrassons com o esclerómetro, em 2.4.1.

Como já foi referido, a determinação da resistência à compressão por este método é pouco aconselhável, na medida em que conduz a erros significativos. No entanto, através de curvas de calibração adequadas para um dado betão a percentagem de erro associado é de 20 %, com grau de confiança de 95 % (Pereira, 1999)

A avaliação da uniformidade do betão deve ser preparada previamente onde se definem grelhas e estabelecem pontos de leitura.

2.4.3 Resistividade eléctrica do betão

A resistividade eléctrica é uma propriedade de todos os materiais, que, no caso do betão, permite avaliar a sua uniformidade e detetar vazios derivados de uma má compactação. A resistividade está directamente ligada à probabilidade e à taxa de corrosão. Este ensaio é frequentemente utilizado para determinar a probabilidade de corrosão da armadura, uma vez que quando a resistividade eléctrica do betão é baixa a probabilidade de corrosão da armadura aumenta, e vice-versa. A corrosão do aço é um dos maiores

problemas no que diz respeito à durabilidade das estruturas de betão, em que os danos não são reversíveis e são propícios à acumulação de componentes perigosos no betão.

O método pode ainda ser utilizado para avaliar a eficácia da cura no local e indicar as variações das relações A/C na estrutura.

Na ausência de legislação portuguesa foram seguidas as recomendações do RILEM TC 143-EMC (2000).

A resistividade foi medida recorrendo ao método de Wernner, Figura 2.20, através de uma sonda, com uma fila de quatro eléttodos, Figura 2.21, por onde é aplicada uma corrente elétrica, nos eléttodos exteriores, e medida a diferença de potencial pelas sondas interiores.

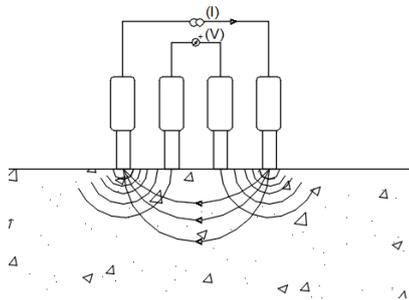


Figura 2.20 - Princípio de medição da resistividade.



Figura 2.21 – Medidor de resistividade Resipod, (Proceq®-site).

A área de ensaio deve ter a localização da armadura e a superfície do betão deve estar limpa sem qualquer tipo de óleos e impurezas. Os eléttodos de medição devem ser molhados antes da medição, por isso é aconselhável que esteja disponível um recipiente com água de modo a que seja utilizado durante o ensaio.

A resistividade aparente é obtida através da equação 2.31.

$$\rho = \frac{2 \times \pi \times s \times V}{I} \quad (2.31)$$

onde:

ρ —Resistividade, em k Ω .cm;

s —Espaçamento entre eléttodos, em mm;

V —Diferença de potencial, em mV;

I —Intensidade da corrente, em A.

A Tabela 2.10, apresenta a taxa de corrosão para um betão com cimento Portland comum, numa medição realizada a 20°C.

Tabela 2.10 - Relação entre resistividade do betão e risco de corrosão (Manual Resipod-Proceq).

Resistividade do Betão [k Ω .cm]	Taxa de corrosão
$\rho > 20$	Baixa
$10 \leq \rho \leq 20$	Moderada
$5 \leq \rho < 10$	Alta
$\rho < 5$	Muito alta

Devem ser feitas cinco medições por cada posição de ensaio, afastando o equipamento uns milímetros da medição anterior, e o valor final dessa posição é obtido pela mediana das cinco posições.

As áreas escolhidas devem ser representativas da composição de betão, da sua exposição e da importância do elemento estrutural. Em cada área as medições devem ser suficientes para obter um conjunto representativo de dados, para incluir resistividade média e variação. O mapeamento de resistividade de 1 m², através do método de Wenner, geralmente é suficiente.

Fatores que influenciam os resultados

A medição da resistividade do betão é influenciada pela presença das armaduras no betão, uma vez que a condutibilidade do aço é superior à do betão, por isso devem ser evitadas medições em que o aço interfira. Atendendo ao referido, sugere-se que seja realizada previamente a deteção da armadura. Quando não for possível realizar a medição numa área sem varões, é aconselhável que se execute a medição conforme Figura 2.22 - b.

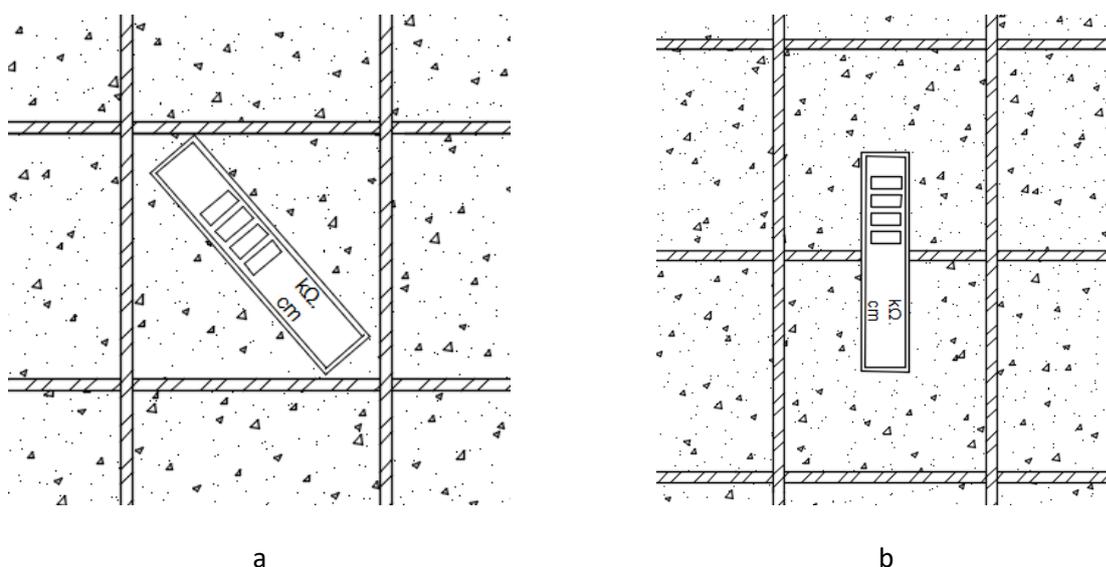


Figura 2.22 - Medição da resistividade em superfície de betão.

O afastamento entre sondas recomendado é de aproximadamente 50 mm, devido à heterogeneidade do betão que permite um fluxo da corrente de medição mais homogéneo. A dimensão do agregado é outra

questão, este espaçamento não deve ser maior que a máxima dimensão do agregado, uma vez que a corrente flui no líquido do poro do betão e o agregado usualmente não é condutor.

O valor de referência para a temperatura de medição é 20°C. O aumento desta é outro fator que conduz a uma resistividade reduzida. O acréscimo de um grau pode reduzir a resistividade em 3% para betão saturado e 5% em betão seco. (Manual Resipod-Proceq)

A existência de betão carbonatado na medição conduz a uma resistividade maior do que em betão são; em caso de dúvida realizar a sua determinação através da solução alcoólica de fenolftaleína. Se a camada de betão carbonatado for inferior ao afastamento entre eléctrodos o efeito da carbonatação não influencia significativamente o resultado.

2.4.4 Profundidade de carbonatação

O processo de carbonatação ocorre em qualquer estrutura que esteja exposta a um ambiente que contenha dióxido de carbono e água. Na verdade, a carbonatação por si só não causa deterioração do betão, mas tem efeitos importantes. Este fenómeno está directamente relacionado com o início de corrosão das armaduras. Deve-se à alcalinidade do betão, ou seja, a camada fina de óxido criada em redor da armadura, designada por camada passivante, que adere e protege fortemente o aço. A preocupação com a carbonatação no betão deve-se ao facto de reduzir o pH da água do betão endurecido, isto é, o betão em condições normais tem um pH que anda entre 12 e 13, no entanto, quando o hidróxido de cálcio está carbonatado, o pH desce para um valor inferior a 9. Nestas condições a camada passivante é eliminada e inicia-se o processo de corrosão das armaduras.

O fenómeno descrito em cima é representado quimicamente pela equação 2.32,. A carbonatação acontece devido ao ataque por ácidos, como o dióxido de carbono, presente na atmosfera, que reage com os minerais do cimento hidratado e forma carbonato de cálcio.



onde:

$Ca(OH)_2$ — Hidróxido de Cálcio;

CO_2 — Dióxido de Carbono;

$CaCO_3$ — Carbonato de Cálcio;

H_2O — Água.

O processo desenvolve-se progressivamente desde a superfície exterior exposta ao CO_2 até ao seu interior, no entanto à medida que o processo se desenvolve a velocidade de carbonatação é reduzida uma

vez que o dióxido de carbono para penetrar a camada interior tem que se difundir através dos poros do betão.

No entanto, existem estudos que dizem que a carbonatação pode não ser determinada pela equação de difusão, equação 2.33, uma vez que depende da humidade relativa e esta varia com a profundidade do betão. Para condições de humidade constantes, a profundidade de carbonatação é proporcional à raiz quadrada do tempo. Ora, esta é uma característica da absorção capilar e não da difusão (Ferreira, 2000). Desta forma é possível estimar a profundidade de carbonatação, para condições de exposição constantes, através da equação 2.33:

$$c = k \times \sqrt{t} \quad (2.33)$$

onde:

c — Profundidade de carbonatação;

k — Coeficiente de carbonatação em mm/ano^{0,5}, aproximadamente 3 a 4 mm/ano^{0,5} para betões de baixa resistência;

t — Tempo, em anos.

O valor a atribuir a k depende de vários fatores, como a humidade e permeabilidade do betão, na medida em que quanto menor for a permeabilidade menor é a possibilidade de ataque.

O procedimento de ensaio é simples, consiste em fazer um furo na zona a avaliar, Figura 2.24, ou através de uma carote removida, Figura 2.23. Essa abertura deve ser feita de modo a deixar armadura exposta para que se consiga medir a profundidade de carbonatação. Após a realização da abertura, a mesma deve ser limpa com recurso a spray de ar comprimido, para não influenciar o resultado e em seguida pulveriza-se a área de ensaio com a solução alcoólica de fenolftaleína, alguns segundos depois é possível obter o resultado. A solução fica incolor quando o betão se encontra carbonatado e com coloração rosada quando em betão são.

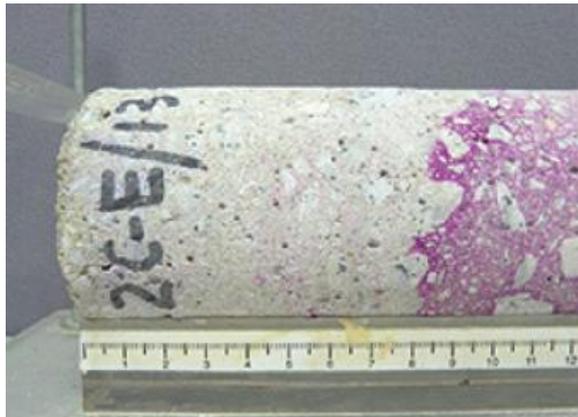


Figura 2.23 - Carotes exibindo carbonatação (Rodrigues, 2016).



Figura 2.24 - Determinação de betão carbonatado *in situ* (Rodrigues, 2016).

2.4.5 Módulo de elasticidade secante em compressão

O módulo de elasticidade, também designado por módulo de Young, constitui uma das características mecânicas do betão que assenta no conceito de que a elasticidade é a propriedade dos materiais que quando submetidos a uma carga e após esta ser cessada, a deformação causada desaparece e o material volta ao estado original. Então, o limite elástico estabelece-se pela deformação permanente induzida pela tensão aplicada.

Alguns materiais quando sujeitos a carregamentos apresentam uma relação linear entre a tensão a que estão sujeitos e a deformação que neles ocorre, designados por linearmente elásticos, no entanto o betão não é um material elástico pelo que, a lei de Hooke só é aplicada até ao limite elástico do betão, cerca de 30% - 40% da carga de rotura de compressão (Filho, 2010).

O cálculo do módulo de elasticidade pode ser feito de três modos, através de uma curva não linear de tensão, Figura 2.25.

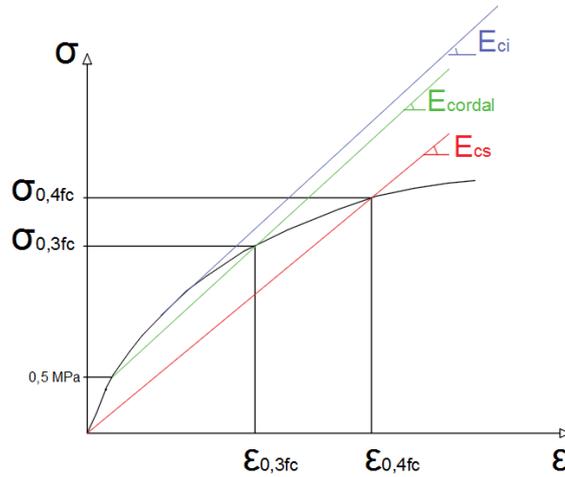


Figura 2.25 - Gráfico Tensão – Extensão.

O E_{ci} , módulo de elasticidade tangente, traduz-se na reta em qualquer ponto da curva do diagrama tensão-deformação, E_{cs} , módulo de elasticidade secante expressa-se no coeficiente angular da reta secante à curva referida, ou seja, parte da origem da curva para uma determinada tensão do ensaio. O módulo de elasticidade cordal tem o princípio semelhante ao secante, distingue-se pelo facto de a reta partir de 0,5 MPa da tensão aplicada e um afastamento de 50 micro deformações.

O módulo de elasticidade secante foi o que foi realizado no presente trabalho e segue a EN 12390-13 atendendo que os valores utilizados para dimensionamento estrutural, presentes no Eurocódigo 2, são referentes ao módulo de elasticidade secante.

Segundo a NP EN 1992-1, as deformações elásticas do betão dependem essencialmente dos agregados que constituem a peça. O mesmo regulamento fornece o módulo de elasticidade secante entre a origem da curva tensão-deformação a 40% do valor médio da tensão de rotura à compressão para diferentes classes de resistência de betão, quando produzido com agregados de quartzito. Ressalva ainda que os valores estimados devem sofrer uma redução entre 10% a 30% quando se utilizam agregados de calcário e grés e um acréscimo de 20% para agregados com basalto.

$$E_{cm} = 22 \times \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad (2.34)$$

onde:

E_{cm} — Módulo de elasticidade secante do betão, em GPa;

f_{cm} — Valor médio da tensão de rotura à compressão do betão, em MPa.

2.4.6 Tração direta

O ensaio da determinação da tração direta, Pull-Off, consiste no arranque de um disco metálico colado na superfície de betão com uma resina epóxi e permite obter a resistência à tração do betão *in situ*, avaliar a aderência entre duas camadas de betão numa zona de reparação, avaliar a ligação entre a argamassa e o betão bem como verificações para controlo de qualidade e monitorização do betão ao longo do tempo.

O ensaio de medição da tração direta não é normalizado em Portugal, no entanto, nos Estados Unidos e Inglaterra o ensaio é reconhecido como uma possibilidade para estimar a resistência à compressão *in situ*. Parâmetros e procedimento deste ensaio podem ser encontrados na norma britânica BS 1881: Part 207.

O ensaio pode ser realizado à superfície ou a uma profundidade maior, após um pré caroteamento parcial, evitando defeitos da camada superficial, Figura 2.26.

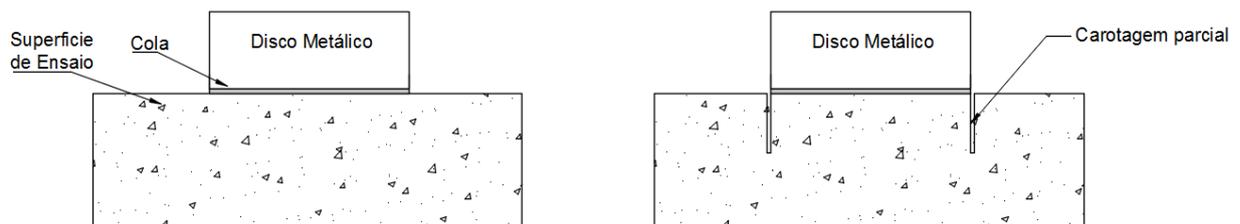


Figura 2.26 - Ensaio de tração direta.

O método determina a resistência à tração através da razão entre a força necessária para arrancar o disco colado e a área do respetivo disco metálico. A maioria dos equipamentos fornece diretamente a tensão entre a força aplicada e o disco colado, uma vez que estão programados para discos com áreas conhecidas.

Bungey (2006), afirma que a rigidez do disco utilizado é um parâmetro importante no ensaio e a relação de espessura/diâmetro limite depende do material utilizado. Isto é, para garantir uma distribuição de tensão uniforme e, portanto, a carga de falha máxima, a espessura do disco de aço deve ser 40% do diâmetro e 60% para quando o disco é de alumínio.

Os discos devem ser colados com uma distância mínima de dois diâmetros do disco colado e de um disco do bordo do elemento a ensaiar. A cola aplicada deve desenvolver uma tensão de aderência elevada de modo a garantir que a rotura ocorre pelo betão e não pela superfície de colagem.

Os modos de rotura devem ser registados no sentido de validar os ensaios, isto é, considera-se inválido o ensaio, para caracterização do betão, quando a rotura ocorre entre o betão e o adesivo, Figura 2.27 a), ou entre o adesivo e o disco, Figura 2.27 b).

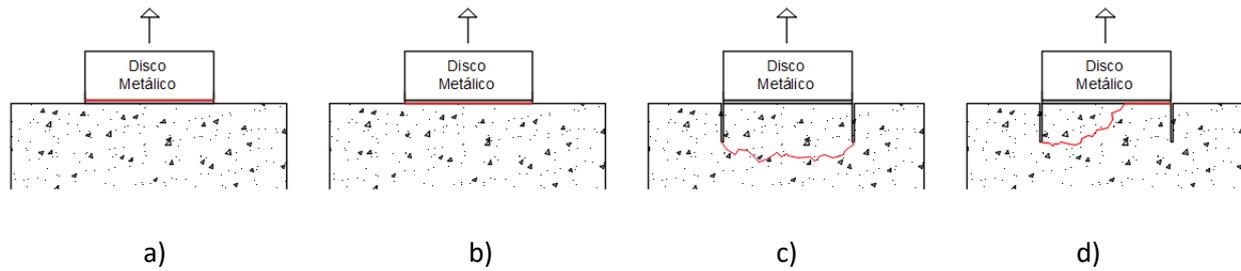


Figura 2.27 - Modos de rotura de um ensaio de tração direta; a – destacamento entre disco e adesivo; b – destacamento entre adesivo e superfície de betão; c – rotura por corte do betão; d – destacamento parcial de betão.

Este tipo de situações pode indicar que a cura do adesivo não foi feita corretamente ou que a o betão avaliado é de elevada resistência, e pode apenas considerar-se como limite mínimo de resistência do betão (Sampaio, 2010).

Caso a rotura ocorra como na Figura 2.27 d) provavelmente é porque a resistência à tração do adesivo e do betão é semelhante (Cabral, 2013). Neste caso e na rotura por corte do betão, Figura 2.27 c), pode assumir-se a tensão lida pelo equipamento como a resistência média de aderência à tração (Sousa, 2011).

A aplicação da força deve ser perpendicular à superfície de ensaio, através do sistema de contrapressão. É importante garantir que a força de tração é distribuída uniformemente pelo disco, ou os valores obtidos podem ser inferiores aos que seriam de obter em boas condições de ensaio. A assimetria da força pode ocorrer devido ao pré caroteamento ou à aplicação da resina, nesse sentido existem equipamentos portadores de um nível que permite o ajuste à área de teste.

Em cada local de ensaio devem ser colados pelos menos seis discos, sendo o resultado a média dos valores obtidos.

Este método não é puramente não destrutivo uma vez que é necessário proceder à reparação da zona ensaiada, por esse motivo este ensaio é muitas vezes considerado como um método semidestruutivo.

Correlação com a resistência à compressão

As relações entre o ensaio de resistência à compressão e a força de tração direta são, normalmente, do tipo potência ou do tipo exponencial, com coeficientes de correlação ente 0,94 e 0,98 (Pereira,1999). Segundo a Concrete Society, o valor obtido pelo ensaio da tração direta, caso o modo de rotura tenha sido como em Figura 2.27 c), permite estimar empiricamente a resistência à compressão em provetes cúbicos normalizados de betão, através da equação 2.35 (Cabral, 2013).

$$f_{cm} = \left(\frac{f_{ctm,p}}{0,18} \right)^{3/2} \quad (2.35)$$

onde:

f_{cm} — Resistência média do betão à compressão em cubos, em MPa;

$f_{ctm,p}$ — Valor da resistência média obtida pelo ensaio da tração direta, em MPa.

2.4.7 Força de arranque

A determinação da força de arranque do betão endurecido assenta no princípio em que a resistência à compressão pode ser conseguida através da força necessária para arrancar um disco metálico inserido no interior do betão, perpendicular à superfície e a determinada profundidade. O ensaio segue a NP EN 12504-3 2007 que contem todos os parâmetros e procedimentos para a realização do ensaio.

É frequentemente utilizado em betão com idades jovens, para estimar a capacidade de carga à data do ensaio para posteriormente se seguirem operações como a descofragem ou aplicação de pré-esforço, por exemplo. O ensaio pode ser realizado até à rotura do betão, quando se pretende estimar a sua resistência, ou até a uma carga de prova, para determinar uma resistência mínima pretendida.

O ensaio pode ser realizado através de dois métodos:

- Lok-Test (Figura 2.28);
- Capo-Test (Figura 2.29);

Os dois métodos têm o mesmo princípio, no entanto, o método Lok-Test tem que ser planeado previamente uma vez que é realizado com betão fresco, ou seja, coloca-se um disco metálico com um veio no centro, junto às cofragens e posteriormente betona-se o elemento. O disco deve ser arrancado quando o betão se encontrar endurecido, à data que se desejar estimar a sua resistência.

O Capo-Test não precisa de planeamento prévio, pois pode ser realizado em qualquer altura uma vez que o anel é inserido no betão quando este já se encontra endurecido, isto é, realiza-se um furo e coloca-se o anel que posteriormente se expande.

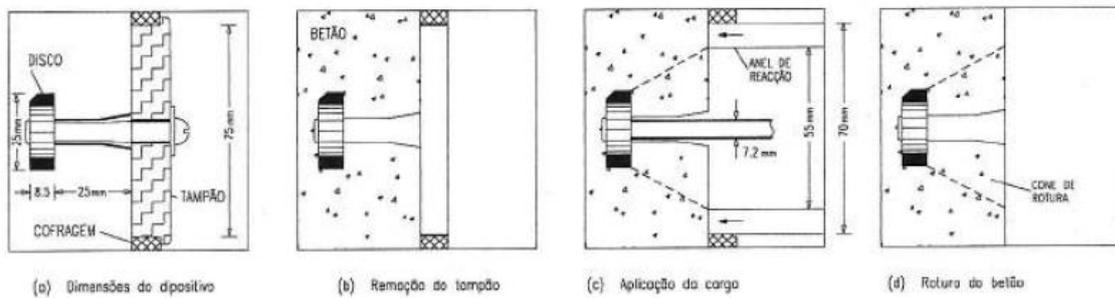


Figura 2.28 - Esquema de execução do método Lok test (Pereira, 1999).

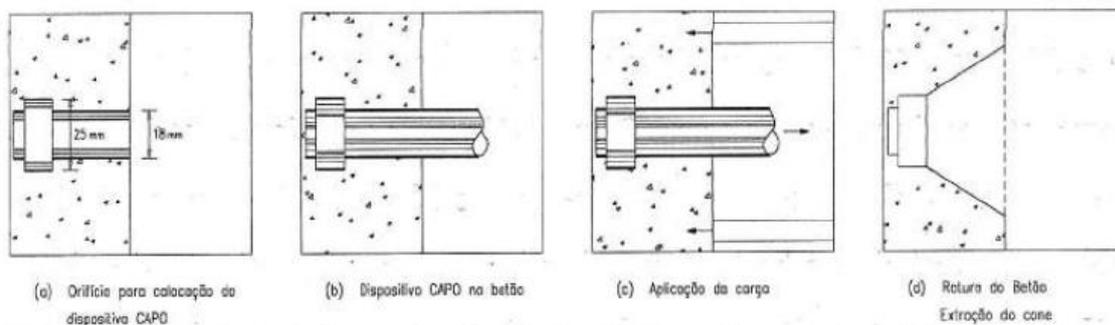


Figura 2.29 - Esquema de execução do método Capô test (Pereira, 1999).

Os dispositivos de ensaios podem ser variados, dependendo do tipo de ensaio a realizar, com betão fresco ou endurecido, do tipo de cofragem, metálica ou de madeira, e da classe do betão em análise. É importante que o dispositivo inserido seja revestido com descofrante para minimizar a aderência ao betão.

O comprimento do veio do disco metálico, “H”, deve ser igual ao diâmetro do disco inserido, “D”, para que o betão arrancado tenha uma geometria troncocônica, Figura 2.30. Essa condição é imposta pela norma, e implica que o ângulo entre o veio metálico e o anel de reação seja aproximadamente 31°, bastante próximo do ângulo de atrito interno do betão, 37° o que permite obter melhores estimativas de resistência à compressão. A teoria da plasticidade, usando o critério de falha de Coulomb modificado, mostra que quando o ângulo de ruptura é igual ao ângulo de atrito interno a força de arranque é proporcional à resistência à compressão do betão (Bungey, 2006).

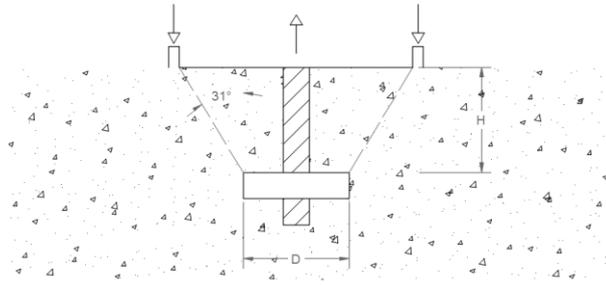


Figura 2.30 - Esquema de arrancamento.

A figura anterior, mostra que a contrapressão exercida provoca esmagamento do betão na zona em que é exercida a força de arranque, o que pressupõe que a tensão medida entre estes esteja diretamente relacionada com a compressão. Trabalhos experimentais realizados nos últimos anos confirmam a fiabilidade desta correlação.

O ensaio da determinação do arranque é recomendado para elementos de 100 mm de espessura, no mínimo, e quando são realizados mais do que um no mesmo elemento, os discos devem distar 200 mm entre os seus centros e 100 mm entre os bordos.

O número de ensaios a realizar deve ter em consideração a variabilidade do betão em estudo, a importância do ensaio e sua exatidão.

Em ambientes pouco agressivos, frequentemente, o ensaio realiza-se apenas até à rotura e regista-se a tensão dada pelo equipamento. Quando o betão avaliado se encontra exposto a ambientes agressivos, o ensaio é realizado até à extração do cone de rotura, uma vez que a exposição a que o betão se encontra e a rotura dada potenciam desintegração do betão e possibilidade de corrosão das armaduras (Pereira, 1999).

Correlação com a resistência à compressão

À semelhança do ensaio da determinação do índice esclerométrico e da determinação da velocidade de propagação dos ultrassons, o ensaio da determinação da força de arranque pode ser correlacionado com a resistência à compressão. O processo é semelhante ao descrito nos referidos ensaios, ou seja, é necessário selecionar, pelo menos 9 áreas de ensaio de arranque e extrair uma carote em cada uma das áreas. Construir uma curva, Figura 2.31, em que no eixo do XX devem estar os valores da força de arranque e em YY os valores obtidos pelo ensaio à compressão das carotes. A diferença entre as resistências, arranque e compressão da carote deve ser determinada, bem como a média e o desvio padrão da amostra. O descolamento da curva base é determinado através da equação 2.2. Gráficamente, a curva base deve estar abaixo, para que o descolamento seja sempre positivo.

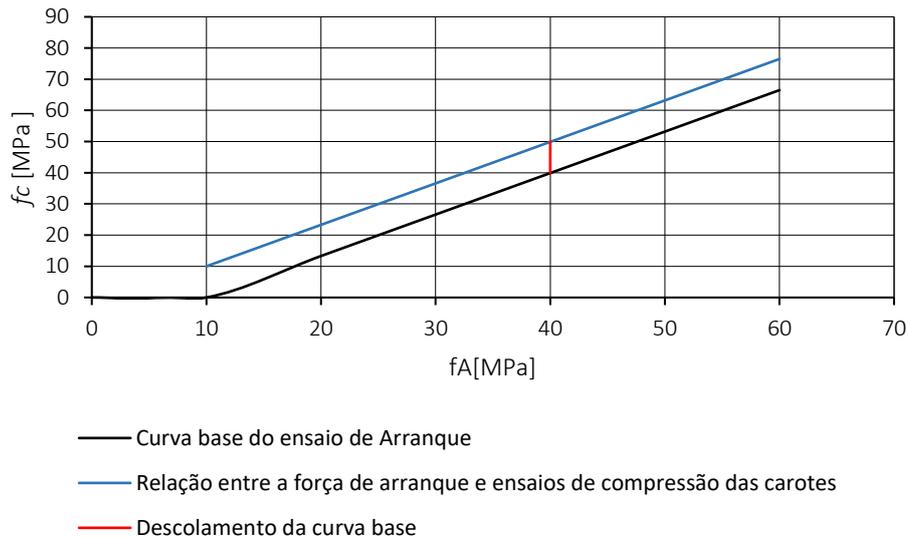


Figura 2.31 - Curva base para o ensaio de arranque.

A curva dá uma resistência à compressão *in situ* equivalente à resistência de provetes cúbicos e é válida para carotes cuja relação comprimento/diâmetro é igual a 1. Após a determinação da resistência característica pode ser avaliada a classe de resistência segundo a Tabela 2.2. Quando a relação entre o comprimento e diâmetro é 2:1, cujo diâmetro não é inferior a 50mm, a mesma tabela também é aplicável.

O ensaio da força de arranque, de entre os ensaios não destrutivos, é o que transmite maior confiança na estimativa de resistência à compressão. O fator que tem mais influência no resultado é a máxima dimensão do agregado. Estudos realizados mostram que para uma relação A/C igual, em três composições em que apenas se variou a dimensão máxima do agregado, verificou-se que a relação entre ensaios é maior quando se utiliza o agregado com máxima dimensão menor (Vieira, Mendes e Batista, 2012). Importa referir que é uma técnica economicamente muito vantajosa, uma vez que o custo maior é o do equipamento.

2.4.8 Ensaio de carga

O ensaio de carga num elemento de betão armado consiste na submissão de uma estrutura, ou parte dela, a determinadas solicitações e é utilizado para diversas finalidades, como, verificar a sua conformidade e bom comportamento com as especificações definidas em projeto, determinar a capacidade para suportar cargas adicionais, estabelecer a segurança e validar ou aperfeiçoar modelos analíticos de trabalho. Os objetivos de uma avaliação estrutural são, geralmente, identificar problemas que afetem o desempenho estrutural para desenvolver e implementar quaisquer ações corretivas necessárias.

Antes e depois de realizar um ensaio de carga é necessário fazer uma análise estrutural, que visa estimar a carga a ser aplicada, fornecer informações do possível comportamento da estrutura e servir como indicador de um carregamento excessivo. A análise pós teste permite calibrar modelos numéricos, analisando o comportamento real da estrutura.

Uma estrutura existente exige a aferição da capacidade da estrutura e dos componentes para resistir às exigências de carga prescritas pela legislação em vigor. No entanto, essa análise estrutural pode não ser suficiente para o grau de confiança necessário. O ensaio de carga é complementar de uma análise estrutural feita, mitigando a incerteza associada ao problema em questão.

Antes de iniciar o ensaio de carga é necessário estabelecer os objetivos da realização do ensaio, os benefícios e riscos associados à sua realização para todas as partes interessadas. Frequentemente estes ensaios pretendem mostrar que o elemento em avaliação ou a estrutura em si, consegue resistir às cargas definidas em projeto, com um fator de segurança adequado contra falhas e mostrar que as cargas em serviço não causam deformações e fissuras, e as que possivelmente apareçam respeitam o limite definido.

Restrições como o custo, tempo de montagem e execução do ensaio, acessibilidade, são algumas das limitações do ensaio de carga. Desta forma, a área de ensaio a ser selecionada para análise deve ser representativa da restante estrutura, para que seja possível extrapolar os resultados para outras áreas.

O procedimento de carregamento deve ser explícito e incluir os meios que serão utilizados para avaliar o desempenho da estrutura e os critérios de aceitação. O procedimento de carregamento deve conter (Tumialan, 2014):

- Faseamento de carregamento e o limite do teste;
- Duração de cada fase de carregamento;
- Requisitos de carregamento;
- Tempo de espera de carregamento.

Os critérios de aceitação devem indicar os parâmetros para avaliar o desempenho e a aceitabilidade da estrutura. Estes parâmetros podem ser designados por:

- Qualitativos – parâmetros que podem ser avaliados visualmente, como o aparecimento de novas fissuras ou ampliação das existentes;
- Quantitativos – parâmetros que podem ser fisicamente medidos como deformações, tensões, ângulos de desvio.

Em Portugal não existe legislação referente a ensaios de carga, pelo que muitas vezes se segue o regulamento americano, ACI 318 e 437, que fornecem protocolos para ensaios de carga estática e cíclica.

A adoção de um protocolo depende de vários parâmetros, como a finalidade do ensaio de carga, da condição estrutural, e muitas vezes dos custos e da familiaridade com o protocolo em si.

O ensaio é realizado através de dispositivos de medição colocados na estrutura que recebem a sua resposta à solicitação proposta. Os parâmetros que se pretendem determinar, frequentemente, são deformações, rotações, extensões e acelerações. Um ensaio de carga pretende replicar os efeitos das condições de carga, geralmente são cargas uniformes. Esses carregamentos podem ser conseguidos através de sacos de areia ou cimento, depósitos de água, ou aparelhos mecânicos, como macacos hidráulicos. Quando o carregamento é realizado com recurso a depósitos de água é importante relembrar que o processo de enchimento e esvaziamento da mesma pode ser uma tarefa complicada se não houver meios necessários.

A utilização de macacos hidráulicos depende da carga necessária, da geometria da estrutura e das restrições no terreno.

Os dispositivos de medição devem ser cuidadosamente selecionados para se conseguirem bons resultados e uma medição confiável. Usualmente utilizam-se aparelhos eletrónicos que estão ligados a um sistema de aquisição de dados que monitoriza a resposta da estrutura. No entanto também é possível registar os dados manualmente, a cada patamar de carga. Durante o ensaio as deformações e movimentos são obtidos por transdutores diferenciais de variáveis lineares (LVDTs), que devem ser colocados em vários pontos. É possível também utilizar inclinómetros, que permitem obter informações de rotação ou inclinação de um elemento de teste, assim como comparadores óticos, que visam o registo de fissuras a cada patamar de carregamento. De uma forma geral, os dispositivos de medição devem ter uma precisão mínima de 5% o valor máximo do parâmetro medido (Tumialan, 2014).

Segundo o ACI, os ensaios de carga podem ser aplicados em estruturas de edifícios, mas também muito frequentes em viadutos e pontes, antes até de se iniciar o seu funcionamento. Pode ser subdividido em dois métodos:

- Ensaio de carga estático;
- Ensaio de carga cíclico.

O ensaio de carga estático consiste em carregar gradualmente a estrutura até atingir a carga de teste, que foi definida previamente. A carga deve ser mantida durante 24 horas e as medições devem ser feitas antes de qualquer carregamento, após cada incremento de carga, quando o valor máximo for alcançado, após as 24 horas de carregamento e quando a mesma for removida. Os parâmetros de avaliação atendem à deformação máxima registada na estrutura e à sua capacidade de recuperação.

O ensaio de carga cíclico consiste num carregamento da estrutura aplicando a carga e a descarga incremental, através de macacos hidráulicos, até ao patamar pretendido. A resposta da estrutura é

monitorizada durante o carregamento e a avaliação feita analisando a linearidade e permanência da deformação. Neste caso não é necessário manter o carregamento durante 24 horas uma vez que o teste fornece mais informações sobre a estrutura.

2.5 ENSAIOS DESTRUTIVOS

2.5.1 Resistência à compressão - betão endurecido

A resistência à compressão de betão endurecido, f_c , é a propriedade mecânica que dá classificação de resistência do betão, que mais influência tem em cálculos estruturais e a partir da qual são estabelecidas muitas relações que estimam outras propriedades.

Para determinar a característica mecânica, é necessário realizar diversos ensaios. Com os resultados obtidos deve ser construída uma curva de distribuição normal, em que nos eixos constam os valores obtidos de f_c e a quantidade de ensaios referentes a um determinado valor de f_c .

No entanto, quando se pretende conhecer a capacidade de compressão *in situ* não é possível retirar amostras suficientes para que se construa a curva de distribuição normal, então usam-se valores de resistência à compressão estimados, que já foram estudados e testados e em que hoje é possível ter confiança, quando cumpridos como é requerido.

O ensaio de determinação da resistência à compressão é realizado à luz da NP EN 12390-3 2011 e pode ser executado em provetes realizados em laboratório ou carotes extraídas *in situ*.

Os provetes, tipicamente, são cúbicos e cilíndricos normalizados. No entanto, é possível realizar o ensaio em provetes com dimensões diferentes desde que o mesmo seja referido. Estes devem ser limpos e colocados nos pratos de ensaio com a superfície de moldagem perpendicular à direção da carga, que deve ser aplicada de forma uniforme.

No processo de extração deve ter-se em consideração a máxima dimensão do agregado e o diâmetro escolhido uma vez que essa relação, quando superior a 1:3, influencia significativamente o valor de resistência obtido. A obtenção de carotes deve ser realizada perpendicularmente à superfície e com ausência de armadura, por isso é recomendado que se efetue a deteção de armadura previamente. No entanto quando não for possível apenas é admissível a existência de varões paralelos à superfície.

É necessário fazer uma inspeção visual à carote para verificar se esta não se encontra danificada ou com alguma anomalia.

Após a extração e antes da realização do ensaio de compressão é aconselhado que a carote se mantenha três dias exposta ao ambiente do laboratório, uma vez que o teor de água é um dos fatores que

influenciam o resultado da resistência, isto é, um ensaio realizado numa carote saturada de água conduz a uma redução de 10% a 15% da resistência de uma seca em ambiente laboratorial.

Quando se pretende comparar o resultado obtido com a resistência de um cilindro é necessário que a relação de comprimento/diâmetro seja 2:1 e 1:1 quando comparada com um cubo. A avaliação de uma zona deve ser baseada no resultado de pelo menos 3 carotes e o valor da resistência é conseguido pela razão entre força máxima de ensaio e a área de corte da amostra.

A extração de carotes deve ser realizada segundo a NP 12504-1 2011 e a comparação com cubos e cilindros de carotes normalizadas pela NP 13791 2008.

Extração de carotes

A NP EN 13791 visa avaliar a resistência à compressão em estruturas existentes, recorrendo ao ensaio de carotes, no entanto o número de amostras a extrair deve ter em conta o volume de betão que se pretende estudar, sendo o número mínimo de 3.

Para avaliar a resistência à compressão *in situ* a norma disponibiliza duas abordagens:

- Abordagem A: necessário ter disponíveis pelo menos 15 carotes;
- Abordagem B: quando apenas estão disponíveis 3 a 14 carotes.

Abordagem A

A estimativa de resistência à compressão *in situ* característica da zona é o menor valor de:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k_2 \times s \quad (2.36)$$

Ou

$$f_{ck,is} = f_{is,menor} + 4 \quad (2.37)$$

onde:

$f_{ck,is}$ — Resistência à compressão *in situ* característica, em N/mm²;

$f_{m(n),is}$ — É a média dos resultados de n ensaios da resistência à compressão *in situ*, em N/mm²;

$f_{is,menor}$ — É o menor resultado do ensaio da resistência à compressão *in situ*, em N/mm²;

s — Desvio padrão dos resultados dos ensaios ou 2 N/mm², tomando-se o maior valor;

k_2 — Coeficiente que depende das disposições no local de utilização ou, na ausência destes, coeficiente com o valor de 1,48.

Abordagem B

A estimativa de resistência à compressão *in situ* característica da zona é o menor valor de:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad (2.38)$$

Ou

$$f_{ck, is} = f_{is, menor} + 4 \quad (2.39)$$

onde:

$f_{ck, is}$ — Resistência à compressão *in situ* característica, em N/mm²;

$f_{m(n), is}$ — É a média dos resultados de n ensaios da resistência à compressão *in situ*, em N/mm²;

$f_{is, menor}$ — É o menor resultado do ensaio da resistência à compressão *in situ*, em N/mm²;

k — Margem associada ao pequeno número de ensaios;

Tabela 2.11 - Margem k associada ao número de ensaios

n	k
10 a 14	5
7 a 9	6
3 a 6	7

2.5.2 Resistência à flexão - betão endurecido

A determinação da resistência à flexão de amostras de betão endurecido é obtida através da NP EN 12390-5 2009.

Com a realização do ensaio pretende-se estudar o comportamento de uma viga simplesmente apoiada, através de uma simulação num provete normalizado. A força aplicada exerce sobre o provete uma força de compressão nas fibras superiores, e a rotura dá-se por tração das fibras inferiores.

O procedimento de ensaio é simples e utiliza provetes normalizados, segundo a NP EN 12390-1 2000, frequentemente com dimensões de 150x150x600 mm³. Quando o provete é retirado do tanque de cura para posteriormente ser ensaiado, a sua humidade em excesso deve ser retirada e a amostra colocada centrada em relação ao ponto de aplicação da carga e perpendicular à superfície de moldagem.

O ensaio pode ser realizado de duas formas, isto é, com aplicação da carga a meio vão, Figura 2.32, ou com duas cargas, uma em cada terço do vão do provete, Figura 2.33.

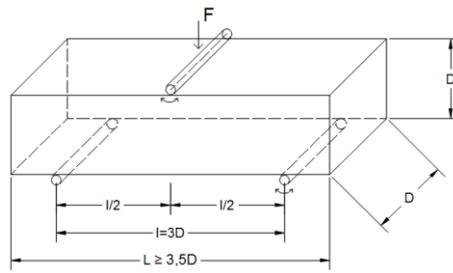


Figura 2.32 - Dispositivo de aplicação de carga a meio vão.

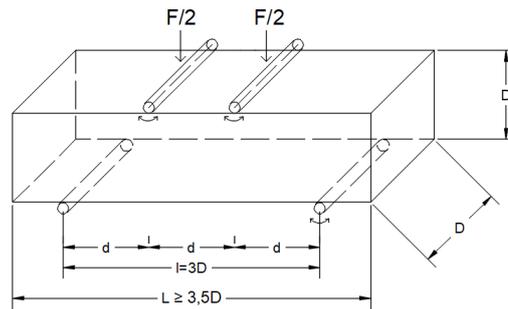


Figura 2.33 - Dispositivo de aplicação de carga a dois pontos.

Consoante o método escolhido, a tensão resistente à flexão é obtida através de equações diferentes, equação 2.40 obtém-se a resistência para o método de aplicação da carga a meio vão, e a equação 2.41 para a aplicação da carga nos terços do vão do provete.

$$f_{cf} = \frac{3 \times F \times l}{2 \times D^3} \tag{2.40}$$

onde:

F — Carga máxima, em N;

L — Distância entre os roletes inferiores, em mm;

D — Dimensões laterais do provete, em mm.

$$f_{cf} = \frac{F \times l}{D^3} \tag{2.41}$$

onde:

F — Carga máxima, em N;

L — Distância entre os roletes inferiores, em mm;

D — Dimensões laterais do provete, em mm.

O resultado deve ser apresentado em MPa com uma aproximação de 0,1 MPa.

2.5.3 Resistência à flexão – GRC

O ensaio deve ser realizado ao abrigo da NP EN 1170-5 2000, ensaio completo ou NP EN 1170-4 2000, método simplificado. A máquina de ensaio deve ter quatro pontos de flexão e os respetivos apoios com diâmetro inferior a 6mm. A mesma deve estar equipada com um sistema de impressão da curva carga/deformação atendendo que se pretende identificar características de tensão e deformação, no limite elástico e à rotura.

A norma prevê que sejam realizados 8 provetes nas mesmas condições da produção que representam e sem revestimento nas faces, ou seja, totalmente GRC. Após 24 horas da realização dos provetes, devem ser desmoldados e iniciado o seu processo de cura, húmido ou seco, de acordo com o que representam até ao dia do ensaio.

Chegados os 28 dias os provetes devem ser retirados do tanque de água e ser efetuado o ensaio na primeira meia hora.

Inicialmente mede-se o comprimento de cada provete, com exatidão ao milímetro e posiciona-se o provete na configuração da Figura 2.34.

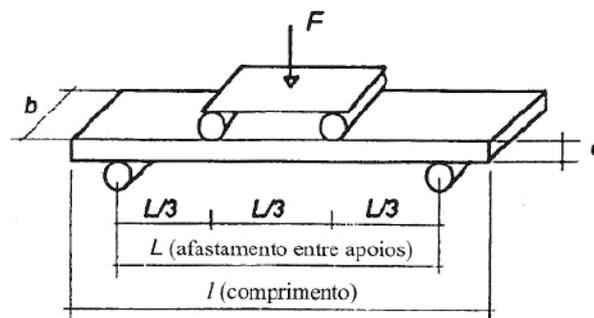


Figura 2.34 - Esquema de carregamento (NP EN 1170-5 2000).

O afastamento entre cada extremo da peça e o apoio de ser 25 mm. Em quatro dos oito provetes, dois devem ser ensaiados com a face de moldagem virados para os apoios e os outros dois na direção oposta.

É recomendado que a aplicação da carga decorra a uma velocidade de $10 \pm 0,3$ N/s até à rotura.

A deformação e o limite de proporcionalidade são obtidos através da curva de carga/deformação e localizam-se no ponto em que a linearidade se modifica, como na Figura 2.35.

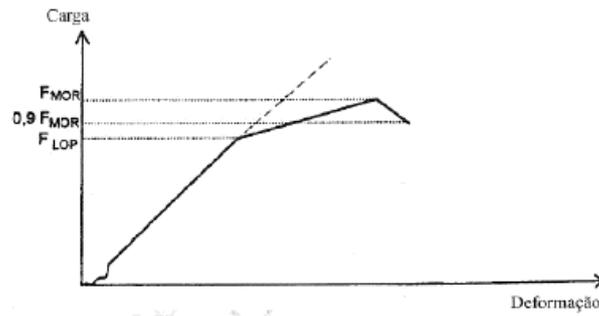


Figura 2.35 - Exemplo de uma curva carga/deformação (NP EN 1170-5 2000).

Para obter a tensão e extensão do limite elástico tem-se que:

$$\epsilon_{LOP} = \frac{108 \Delta_{LOP} \times d}{23 \times L^2} \tag{2.42}$$

onde:

Δ_{LOP} — Deformação no limite elástico;

d — Espessura do provete;

L — Afastamento entre apoios.

$$\sigma_{LOP} = \frac{F_{LOP} \times l}{b \times d^2} \tag{2.43}$$

onde:

b — Largura dos provetes.

Para determinar a tensão e extensão na rotura substitui-se Δ_{LOP} por Δ_{MOR} na equação 2.42 e F_{LOP} por F_{MOR} na equação 2.43.

A resistência à flexão do GRC depende de fatores como a composição da mistura, método de fabricação e cura, o que implica que os valores não possam ser assumidos e seja importante realizar ensaios. A Tabela 2.12 apresenta um intervalo de valores entre os quais deve estar compreendida a resistência à flexão, segundo a International GRC Association.

Tabela 2.12 - Valores de referência de resistência à flexão aos 28 dias do GRC. (GRCA, 2015)

GRC	LOP [N/mm ²]	MOR [N/mm ²]
Projetado	5 - 10	18 - 30
Mistura	5 - 10	5 - 14

Capítulo 3

CASOS DE ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

Da campanha de ensaios realizados durante o período de estágio, o presente capítulo apresenta três casos de estudo, designados como “GRC”, “Prelada” e “Painéis Leiria”. Pretende-se conhecer características de resistência e deformação do betão através de ensaios destrutivos e não destrutivos e relações entre os mesmos.

O caso de estudo “GRC” refere-se a painéis de fachada pré-fabricados e tem como objetivo adquirir um maior conhecimento acerca do betão reforçado com fibras de vidro e algumas das suas características, tendo, para esse fim, sido realizados maioritariamente ensaios de laboratório.

No subcapítulo da “Prelada” faz-se referência a um edifício habitacional, onde foi solicitada a verificação da conformidade de uma laje de betão e respetiva deformação. Para este caso, foi também avaliada a profundidade de uma fenda existente no pavimento.

Por fim, o último caso de estudo, é referente a um painel pré-fabricado em betão armado em que se pretende conhecer as características mecânicas do betão e verificar a precisão entre ensaios.

3.2 GRC

O primeiro caso de estudo dedica-se ao estudo e conhecimento de GRC, a partir de um trabalho solicitado à empresa, em que o GRC referido está a ser utilizado na produção de painéis de fachada de um edifício industrial, Figura 3.1.

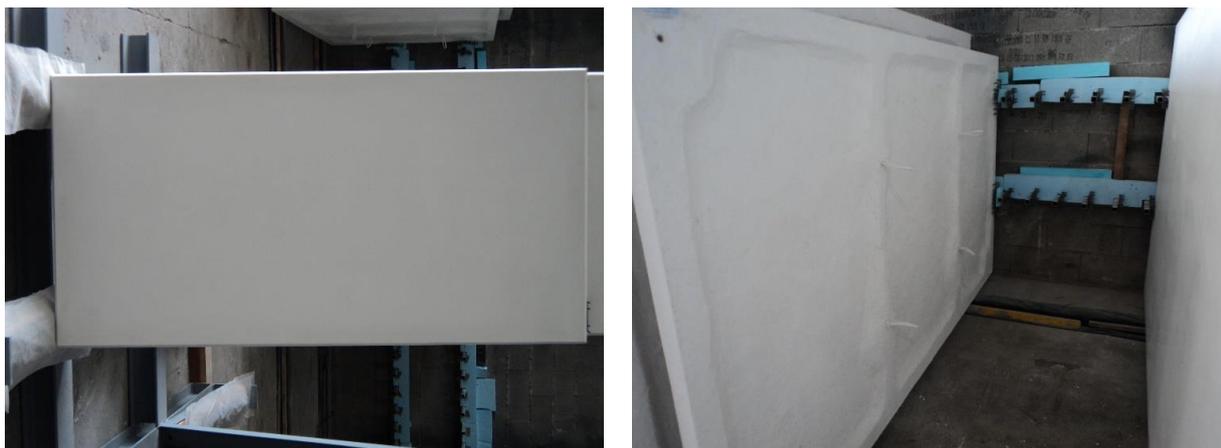


Figura 3.1 - Painel de fachada em betão reforçado com fibras de vidro.

Com o intuito de conhecer a ordem de grandeza e algumas propriedades do betão reforçado com fibra de vidro, assim como de verificar a confiabilidade dos ensaios não destrutivos e comparar os seus resultados com a resposta de ensaios destrutivos, procedeu-se à realização de diversos ensaios.

Os painéis têm quatro negativos de fixação, onde, em obra, são instalados conetores. A constituição destes painéis é composta apenas por uma camada de argamassa, seguida de outra de GRC, com um acabamento em poliestireno expandido e os quatro negativos.

Apresenta-se assim o primeiro caso de estudo de um painel de fachada de GRC em paralelo com provetes do mesmo material realizados em laboratório. De forma a atingir os objetivos pretendidos foram realizados os seguintes ensaios:

- Expansão;
- Módulo de elasticidade;
- Resistência à flexão;
- Resistência à compressão;
- Tração direta;
- Arranque.

Apesar de o betão reforçado com fibras de vidro ter uma legislação própria, as diretrizes foram dadas pelos ensaios de betão endurecido, com alguns desvios, que estão referidos em todos os testes descritos. O objetivo passa apenas por ter algum conhecimento das propriedades do material e não a sua caracterização. Posto isto, realça-se que todos os provetes foram realizados em moldes com $40,1 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$. O recurso à utilização de moldes de argamassa deve-se às vantagens inerentes ao seu uso:

maior facilidade no manuseio dos provetes, menor espaço ocupado durante a sua cura e possibilidade de utilização de um método de medição mais simples, eficaz e económico.

A Tabela 3.1 apresenta valores típicos de propriedades mecânicas do GRC aos 28 dias de idade que servirão de base de comparação com os resultados obtidos.

Tabela 3.1 - Resumo das propriedades típicas do GRC (GRCA, 1995).

Propriedade	Tecnologia de Produção
	Projeção
Resistência à flexão	20 – 30 MPa
Resistência à tração última	8 – 11 MPa
Resistência à compressão	50 – 80 MPa
Resistência ao impacto	10 – 25 KJ/m ²
Módulo de Elasticidade	10 – 20 GPa
Deformação na rotura	0,6 – 1,2 %

3.2.1 Realização de provetes e método de fabrico

A aplicação de GRC pode ser realizada com recurso a dois métodos, por projeção, que é o método mais utilizado devido à sua eficácia e facilidade de execução, e por pré mistura. No presente caso de estudo os painéis foram executados por projeção, pelo que só é abordado esse método.

O método de projeção está dividido em três fases de produção, são elas:

- Fabrico do betão;
- Projeção;
- Compactação.

O fabrico do betão é realizado numa central de betão e no local de execução da peça é colocado num dispositivo de bombagem, Figura 3.2. A execução é realizada por um processo manual, em que, após a colocação da cofragem segue-se a projeção do GRC através de uma pistola, Figura 3.33. Neste método, a fibra de vidro é usada em rolo e a mistura com o betão ocorre nesta fase.

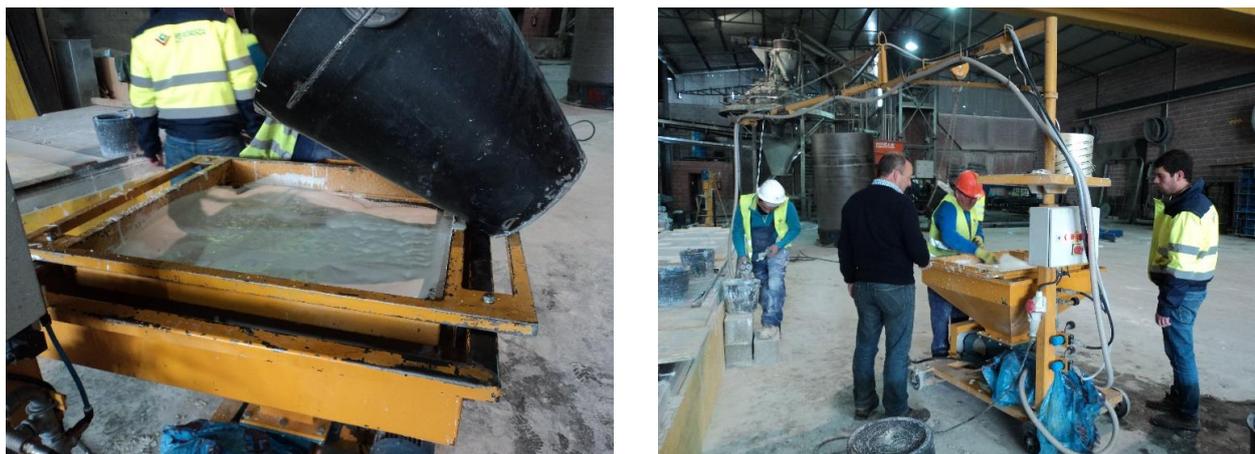


Figura 3.2 - Mistura e produção de GRC.

A colocação da primeira camada no molde deve ser realizada com uma espessura de 1-2 mm e não deve conter fibra para proteção da mesma. Posteriormente, executam-se as restantes camadas com espessuras na ordem dos 3-5 mm até executar a peça pretendida. O recobrimento necessário na utilização das fibras de vidro é reduzido, uma vez que estas não são suscetíveis de corrosão, pelo que a função da camada de recobrimento é apenas de proteger a exposição das fibras.

É necessário referir que a projeção de cada camada deve ser executada no sentido perpendicular à anterior, de modo a garantir uma distribuição uniforme das fibras.



Figura 3.3 - Projeção do GRC.

Após a projeção de cada camada, deve proceder-se à compactação da mesma, com um rolo metálico de aspeto semelhante a uma mola, Figura 3.4, para evitar a delaminação das camadas, assegurando assim a impregnação das fibras e consequentemente o preenchimento total do molde.



Figura 3.4 - Compactação dos provetes de GRC.

O processo de cura do compósito consiste em aplicar métodos que impeçam a perda de água dos painéis, de forma a obter peças ausentes de anomalias, como, retração e empeno, e simultaneamente garantir a resistência necessária para o fim a que a peça se destina. Deste modo, é importante que a água adicionada na mistura seja suficiente para garantir a hidratação do cimento.

A cura do GRC pode ser feita de duas formas distintas: cura húmida e cura seca.

A cura húmida consiste em envolver o painel numa película de polietileno a uma temperatura superior a 16 °C, num intervalo de 12H - 24H, e posteriormente passá-lo para uma camara húmida à mesma temperatura e com humidade relativa de 95% durante 7 dias.

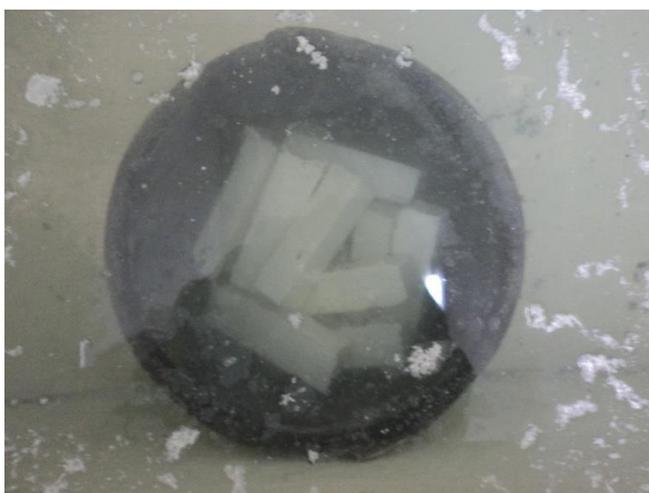


Figura 3.5 - Cura do GRC.

A cura seca, por sua vez, é feita incorporando polímeros na mistura com o intuito de impedir a evaporação da água da matriz. O uso de polímeros na mistura confere à matriz uma película retentora da humidade

do painel, deste modo não é necessária a duração tão alargada da cura, sendo suficiente manter o painel a uma temperatura superior a 16 °C durante 12 a 16 horas.

O método de cura das amostras diverge, uma vez que em fábrica, por questões comerciais e logísticas, a cura húmida não é viável e por isso o método usado foi o de cura seca. Nos provetes, como mostra a Figura 3.5, foi adotada a cura húmida.

3.2.2 Expansão

O conhecimento da variação de volume, em condições de temperatura constante e ausência de tensão, é importante para se prever o comportamento do betão e mitigar o aparecimento de anomalias devidas à variação de volume. Neste caso, tratando-se de painéis de fachada, a componente estética assume um carácter fundamental.

Atendendo ao referido procedeu-se à realização de três provetes, sendo que foi necessário utilizar moldes que permitissem a colocação de um perno em aço inoxidável, Figura 3.6, em cada extremidade antes da betonagem para posteriormente fazer as medições da variação de volume, Figura 3.8.

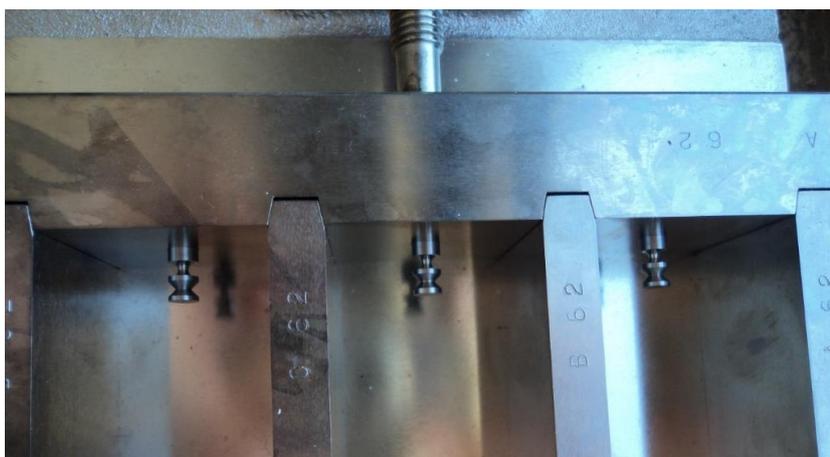


Figura 3.6 - Moldes com pernos de aço inoxidável.

A expansão é determinada pela diferença entre o valor do comprimento de um provete após a imersão em água sob condições especificadas e o valor do seu comprimento logo após a desmoldagem.



Figura 3.7 - Provete de GRC com perno de aço inoxidável.

Para determinar a variação de volume recorreu-se a um suporte em aço, onde se encaixam os provetes e o defletómetro digital, que realiza a leitura. Neste caso foi utilizado um defletómetro digital da *Mitutoyo* com uma precisão de 0,003mm.

Antes de cada medição é necessária a colocação do “provetes padrão” para anular as desafinações do suporte e do aparelho de medida. Em seguida, os pernos parcialmente embebidos, no topo e na base de cada provete, são colocados no suporte e é realizada a medição.



Figura 3.8 - Medição da variação de volume de provetes de GRC.

As medições iniciaram-se após as primeiras 24 horas, altura da desmoldagem, e foram efetuadas aos 1, 7, 14 e 28 dias de idade. O ensaio foi realizado segundo a especificação do LNEC E 398- 1993 e os resultados apresentam-se na Figura 3.9.

A extensão de retração deve ser obtida pela equação 3.14.

$$\varepsilon = \frac{df - di}{di} \tag{3.14}$$

onde:

df — Distância, em milímetros, entre os pontos de referência no fim do período especificado do ensaio;

di — Distância, em milímetros, entre os pontos de referência no início do ensaio.

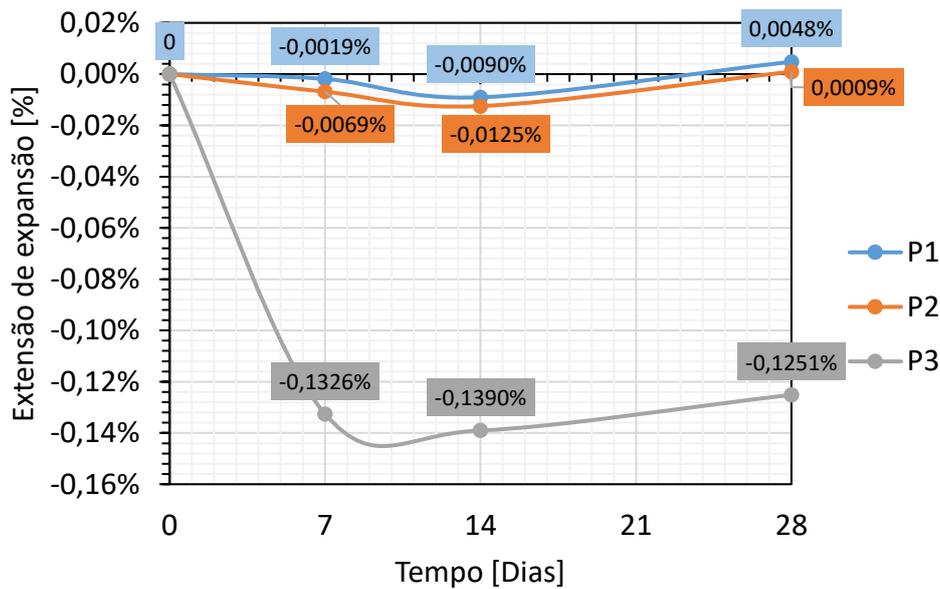


Figura 3.9 - Evolução da variação do comprimento dos provetes de GRC.

Os três provetes apresentam um comportamento semelhante, isto é, uma variação de comprimento pouco significativa nas primeiras idades. Aproximadamente na segunda semana verifica-se uma recuperação do material para o comprimento inicial, sensivelmente. O provete 3 é o único que apresenta variações de comprimento iniciais mais acentuadas e sai fora do cenário expectável.

A variação ocorre devido à reação química de hidratação do betão, que se traduz na diminuição de volume inicial e o aumento aparente da pasta após algumas semanas. Pode concluir-se que, no período observado, a percentagem de extensão de expansão do GRC é pouco significativa, no entanto a especificação que conduziu o ensaio aconselha a um período de 91 dias.

O resultado final é a média dos valores obtidos nos provetes ensaiados aos 28 dias, no entanto atendendo à disparidade do provete 3, que influencia significativamente o resultado, a mesma não vai ser apresentada.

3.2.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade foi determinado em três amostras através de uma prensa e dois transdutores colocados no sentido oposto um ao outro, Figura 3.10.

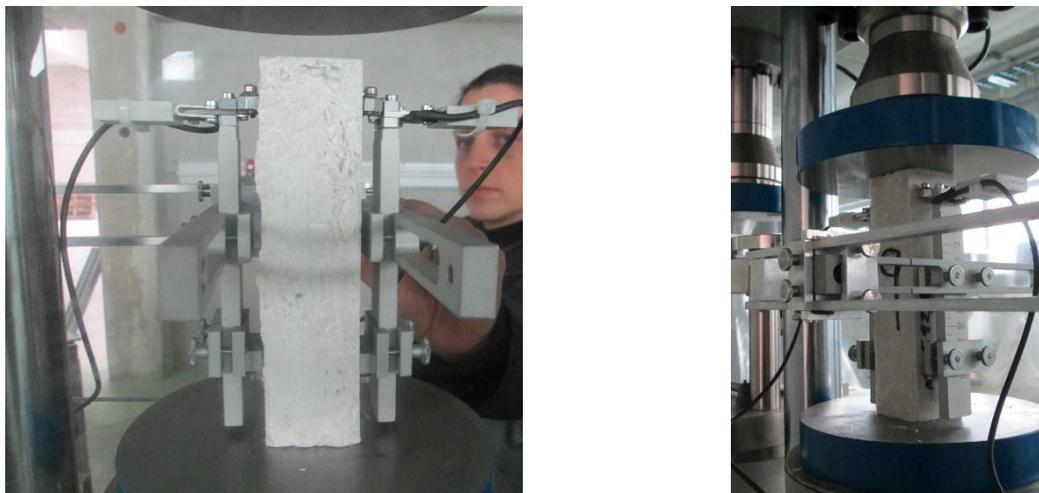


Figura 3.10 - Execução do ensaio – Módulo de elasticidade.

O ensaio foi realizado segundo a EN 12390-13 pelo método B, ou seja, a determinação do módulo de elasticidade com compressão inicial e secante, submetidos a ciclos de carga/descarga, como descrito em 2.4.5.

Para determinar o módulo de elasticidade é necessário conhecer previamente a tensão de rotura à compressão, uma vez que é a partir dessa tensão que se definem os patamares de carregamento do presente ensaio, Figura 3.11. No caso, foi ensaiado um provete de teste, retirado dias antes do tanque de cura, para esse fim.

Os patamares de carregamento definidos foram cerca de $1/3$ e $1/9$ da tensão de rotura à compressão do provete-teste.

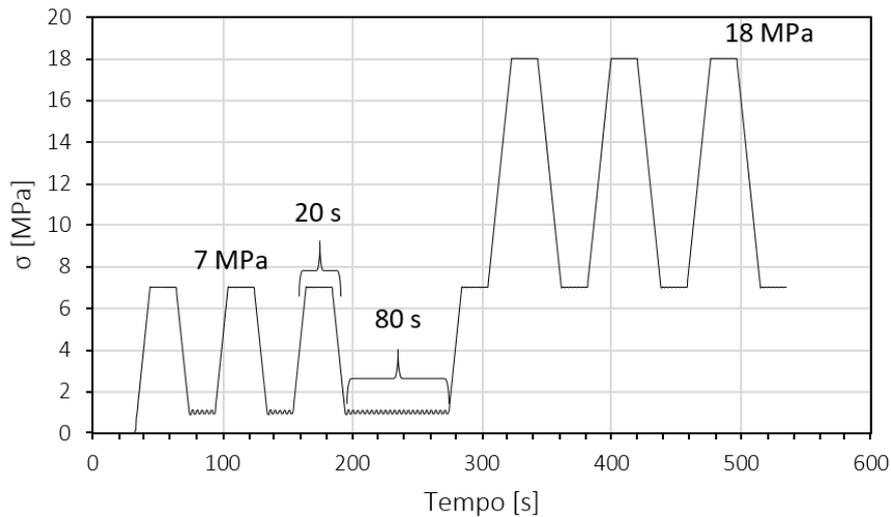


Figura 3.11 - Esquema de carregamento do ensaio do módulo de elasticidade.

Os provetes foram submetidos a seis ciclos de carga/descarga a uma velocidade constante de 0,6 MPa/s numa prensa de compressão com uma capacidade de carregamento de 250 kN. Os transdutores de deslocamento utilizados são colocados pelo exterior do provete através de um suporte, e têm um limite de curso de $\pm 2,5$ mm com 0,5% de linearidade. Os sensores foram colocados no eixo de aplicação da carga, na direção longitudinal da peça com um comprimento efetivo de 120 mm. É importante que se garanta o contacto, durante todo o ensaio, entre o provete e o transdutor para uma correta determinação do módulo de elasticidade, caso contrário os valores obtidos podem não ser confiáveis.

Tabela 3.2 - Valores obtidos em provetes de GRC no ensaio do módulo de elasticidade secante em compressão.

Provete	L [mm]	$E_{c,0}$ [GPa]	$E_{c,s}$ [GPa]
009	160	54,5	66,2
010	160	29,1	30,5
011	160	25,0	26,6

Os valores obtidos são bastante díspares, com uma média de 41,1 GPa e um desvio padrão de 21,8 que reflete a diversidade de valores obtidos face à reduzida amostra. Pode então dizer-se que o desvio atinge uma variação, em relação à media, de 53% do valor.

O valor médio obtido é superior ao do intervalo típico referido na Tabela 3.1 . Contudo, importa referir que para fins de projeto, o módulo de elasticidade do GRC é dado pela curva tensão/deformação, à flexão.

3.2.4 Resistência à flexão

No caso do betão reforçado com fibras de vidro, a tensão resistente à flexão constitui uma das propriedades mais importantes, semelhante à compressão no betão e é esta característica mecânica que caracteriza o GRC. Por exemplo, GRC grade 18 é a designação para caracterizar o GRC e significa que o material tem uma resistência de 18 MPa aos 28 dias, valor da tensão de rotura. (GRCA, 2015)

A maioria dos projetos são baseados na tensão de resistência à flexão do GRC.

O ensaio à flexão visa a determinação de três características importantes:

- Tensão no limite de proporcionalidade - σ_{LOP} ;
- Tensão de rotura- σ_{MOR} ;
- Extensão na rotura- ϵ_{MOR} .

Casos em que os elementos de GRC são submetidos exclusivamente à flexão, a resistência para o estado limite último é dada pela tensão de rotura aos 28 dias, sendo que para o estado limite de utilização é dada pelo limite elástico de flexão aos 28 dias. (Guimarães, 2016)

Estas informações são dadas pelo ensaio de flexão realizado ao abrigo da NP EN 1170-5 2000. No entanto, no presente ensaio foram feitos alguns desvios à mesma, tais como a dimensão da peça. Para um comprimento de 160 mm a norma recomenda uma altura inferior a 6,7 mm, sendo que o provete ensaiado tem 40 mm. No mesmo seguimento, a velocidade do ensaio recomendada para o provete normalizado é de 10 N/s, contudo, atendendo à altura dos provetes optou-se por utilizar a velocidade recomendada pela NP EN 196-1 de 2006. O sistema de carregamento não foi exceção, pelo que devido à dimensão do provete apenas foi possível carregar o provete a meio vão, Figura 3.12 e Figura 3.13.

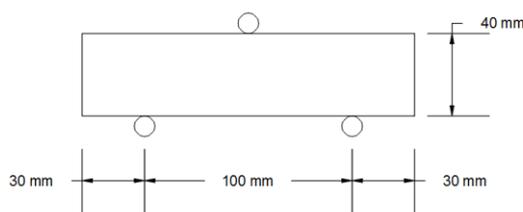


Figura 3.12 - Sistema de carregamento do ensaio à flexão nos provetes de GRC.



Figura 3.13 - Pós ensaio à flexão de um provete de GRC.

Tabela 3.3 - Resultados dos provetes de GRC submetidos ao ensaio de flexão.

Provete	Área [mm ²]	Distância entre apoios [mm]	F _{LOP} [kN]	F _{MOR} [kN]	ε _{MOR} [%]	σ _{LOP} [MPa]	σ _{MOR} [MPa]
6	40 x 40	100	9,4	12,0	1,1	35,3	45,2
7			7,1	8,0	1,5	26,8	29,9
8			9,7	18,0	1,1	36,4	67,5
9			8,1	10	0,8	30,4	37,4
10			7,9	11,1	1,12	29,6	41,5

A tensão de rotura foi determinada através da equação 2.40 e os restantes valores fornecidos pelo equipamento.

Observando a Tabela 2.12, pode dizer-se que os provetes de GRC apresentaram valores bastante superiores aos de referência, contudo, as dimensões do provete são também bastante superiores às de referência. A tensão limite de proporcionalidade foi semelhante em todos os provetes, contudo, o mesmo não se verificou relativamente à tensão de rotura, sendo que no ensaio se obteve um valor médio de tensão de rotura à flexão de 44,3 MPa, com um desvio padrão de 12,7 MPa. A variação de acordo com a tabela é de 29% em relação à média, o que indica alguma dispersão nos resultados.

3.2.5 Resistência à compressão

Ao contrário do betão, é inadequado caracterizar o GRC pela sua resistência à compressão, uma vez que raramente trabalha dessa forma e normalmente é utilizado em espessuras de 10mm a 12mm. (Guimarães, 2016)

O ensaio foi realizado em cinco provetes, sendo que cada um contém dois resultados, isto é, após a obtenção do resultado do ensaio à flexão os provetes foram levados à rotura total tendo sido ensaiados à compressão cada metade desses provetes.



Figura 3.14 - Ensaio de determinação da resistência à compressão do GRC.

A área de ensaio foi de 40mm² a uma velocidade foi de 2,4 kN/s, constante ao longo do ensaio. A resistência à compressão de um provete de GRC em que o processo de fabrico é o de projecção varia entre os 50 MPa e os 80 MPa (Duarte, 2014).

Tabela 3.4 - Resultados dos ensaios à compressão dos provetes de GRC.

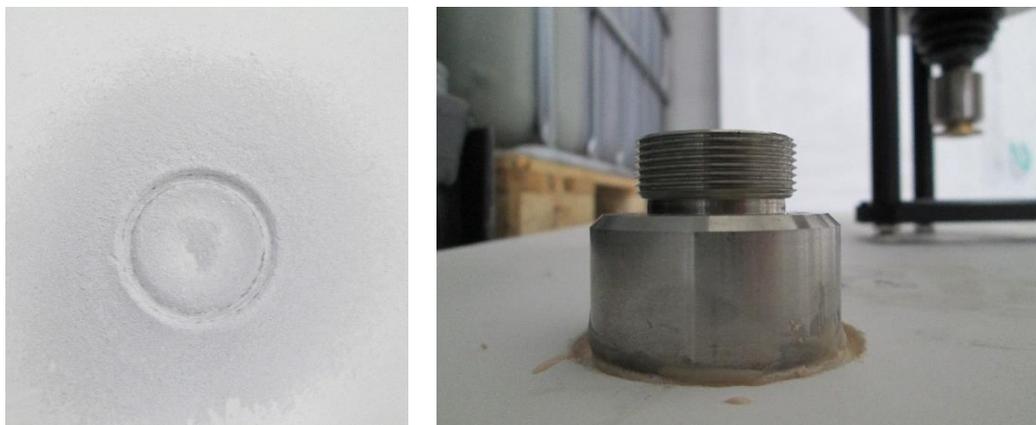
Provete	Área [mm ²]	Força de rotura [kN]	Extensão de rotura [mm]	Tensão de rotura [MPa]
61	40 x 40	122,6	1,13	76,6
62		133,4	1,13	83,4
71		116,7	1,1	72,9
72		130,3	1,3	81,5
81		132,3	1,31	82,7
82		109,8	1,55	68,6
91		131,7	1,37	82,3
92		140,0	1,61	87,5
101		115,9	1,58	72,5
102		137,1	1,67	85,7

Como era expectável, o GRC apresenta um bom comportamento à compressão, apresentando um valor médio da tensão de rotura à compressão de 79,4 MPa, com um desvio padrão de 6 MPa. Na distribuição apresentada, o desvio em relação à média foi apenas de 8%.

A direção das fibras tem uma influência significativa na resistência à compressão obtida, isto é, quando a força de compressão é aplicada na direção paralela às fibras, o modo de rotura pode sofrer uma redução de 70% relativamente à direção contrária (Cem-FIL).

3.2.6 Tração direta

O ensaio da tração direta foi realizado no painel de fachada, onde previamente foi realizado um sulco de profundidade insignificante com a finalidade de orientar a área de corte. A superfície já se encontrava lisa, pelo que não foi necessário proceder à regularização da mesma.



a) Superfície pré-caroteada

b) Colagem do disco metálico

Figura 3.15 - Ensaio da tração direta.

O pó provocado pelo pré-caroteamento, Figura 3.15 – a), foi removido da superfície, em seguida aplicou-se o adesivo na superfície pré-caroteada e sobrepôs-se a pastilha com 50 mm de diâmetro. O processo foi repetido para seis pastilhas e o arrancamento foi realizado com recurso a um equipamento específico para este tipo de ensaio, no caso, o Pull-Off Adhesion Tester 15 kN da Testing®.



Figura 3.16 - Modos de rotura do ensaio da tração direta.

A velocidade de arranque foi de $0,05 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{s}$ e todos os modos de rotura foram válidos, Figura 3.16. Os resultados encontram-se na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios de tração direta em painéis de GRC.

Amostra	D [mm]	Força [N]	σ [MPa]
P1	50	2616	1,3
P2		3226	1,6
P3		2413	1,2
P4		3502	1,8
P5		3633	1,9
P6		3619	1,8

Como se trata de GRC, e não de betão, a equação 2.35 não vai ser aplicada. Contudo, recorrendo ao mesmo princípio, Figura 3.17 visa estabelecer uma relação entre o ensaio de tração direta e o de compressão dos provetes.

A força de tração média obtida através do ensaio foi de 1,6 MPa com um desvio padrão associado de 0,2 MPa.

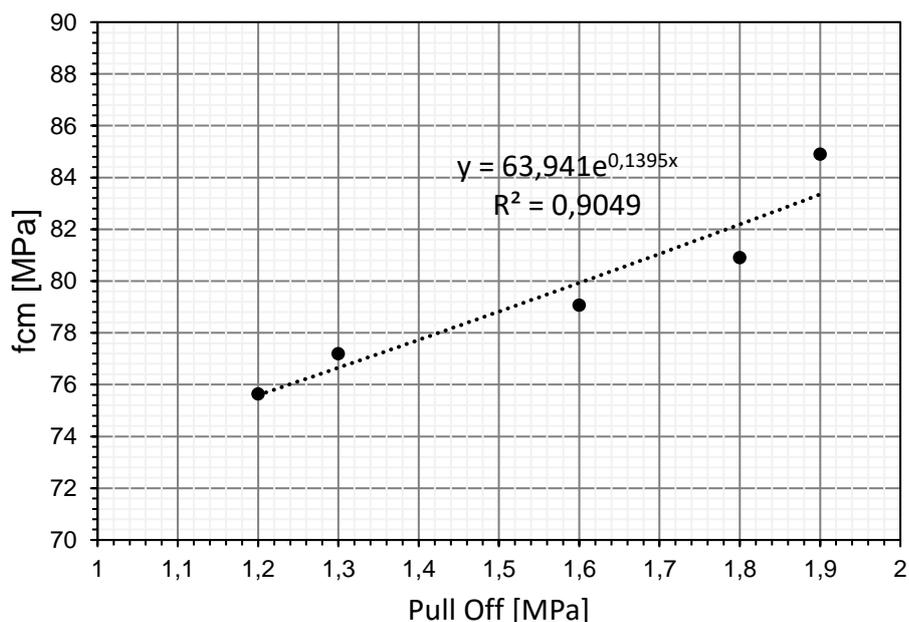


Figura 3.17 - Correlação do ensaio de tração direta e do ensaio de compressão de GRC

Pela observação da curva, podemos concluir que a relação entre a tensão de tração direta e a resistência à compressão é do tipo exponencial, tendo-se obtido uma correlação de 90% entre os ensaios.

3.2.7 Arranque

O ensaio de arranque foi realizado nos quatro negativos de fixação do painel, de forma a determinar a tensão de resistência dos mesmos, tendo-se recorrido à Pull-Off Adhesion Tester 15 kN da Testing®, para a sua realização. Para tal foi necessário fazer uma peça que fosse outro negativo do conector de ligação.

No entanto, o equipamento tem um limite de força de arranque e o ensaio não conseguiu ser finalizado, sabendo-se apenas que o GRC e a ligação resistem, pelo menos, a uma força de 15 kN.

Contudo importa relembrar que o ensaio de arranque é dos que apresenta maior fiabilidade na estimativa da resistência *in situ*, conseguindo-se boas correlações entre a força de arranque e a resistência à compressão. No caso do GRC, não são conhecidas correlações pelo que não se consegue estimar a possível resistência ao arranque.

3.3 PRELADA

O presente caso de estudo foi desenvolvido no âmbito de um trabalho contratado à Euromodal Lda, em que o objetivo era, única e exclusivamente, realizar o ensaio de carga de uma laje de piso e determinar a profundidade de uma fenda existente. O estudo do ensaio de carga na laje em betão armado tem como objetivo validar o comportamento da mesma e mitigar dúvidas relativamente à sua resistência.

No edifício foram realizados os seguintes ensaios:

- Esclerómetro;
- Extração de carotes e determinação da tensão de resistência à compressão;
- Velocidade de propagação dos ultrassons;
- Ensaio de carga.

3.3.1 Enquadramento e caracterização estrutural do edifício

O edifício habitacional em construção é composto por 10 pisos, dos quais 7 são destinados a habitação e 3 com funções de cave/garagem. As lajes em estudo localizam-se no piso -2 e -3, e destina-se ao parque de estacionamento dos moradores.

A laje do piso -2, designada por LM1, é maciça com 0,30 m de espessura, armada em duas direções sendo o seu apoio realizado nas paredes de contenção. Esta tem uma área de 355,4 m² e foi dimensionada para uma classe de betão C30/37. Verificou-se após a betonagem que o betão não apresentava valores de resistência de acordo com o preconizado em projeto. Na Figura 3.18 apresenta-se um esquema com a planta do edifício.

O projeto de estruturas foi realizado por um gabinete externo ao dono de obra, pelo que todos os desenhos, cortes e o modelo numérico foram gentilmente cedidos pelo gabinete projetista. O mesmo acontece com os resultados do ensaio à compressão de quatro carotes, que foram realizados por outro laboratório e fornecidos os dados para que se conseguisse comparar os resultados obtidos com os ensaios indiretos realizados.

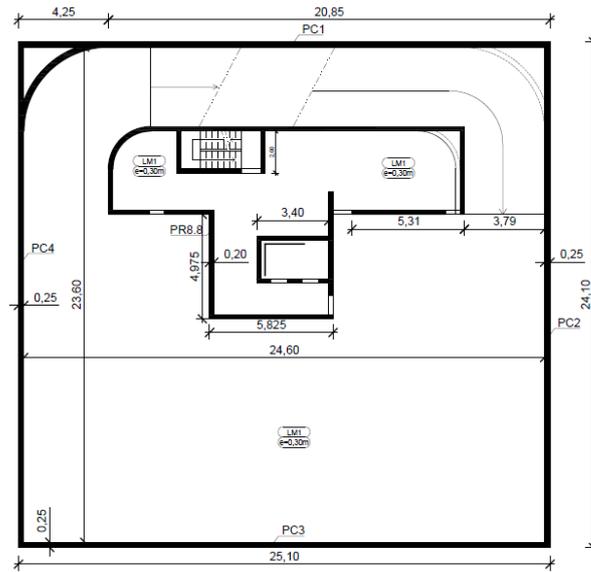


Figura 3.18 - Esquema da planta do piso -2.

3.3.2 Índice esclerométrico - determinação da dureza superficial

O ensaio foi realizado de acordo com o preconizado na NP EN 12504 - 2, já descrito no subcapítulo 2.4.1. Este ensaio decorreu na parte inferior da laje, nos locais assinalados na Figura 3.19, próximo da zona dos apoios.

Para cada área de ensaio foram realizadas nove leituras, em quatro zonas de ensaio em que a cada uma correspondem três áreas, conforme a Figura 3.19.

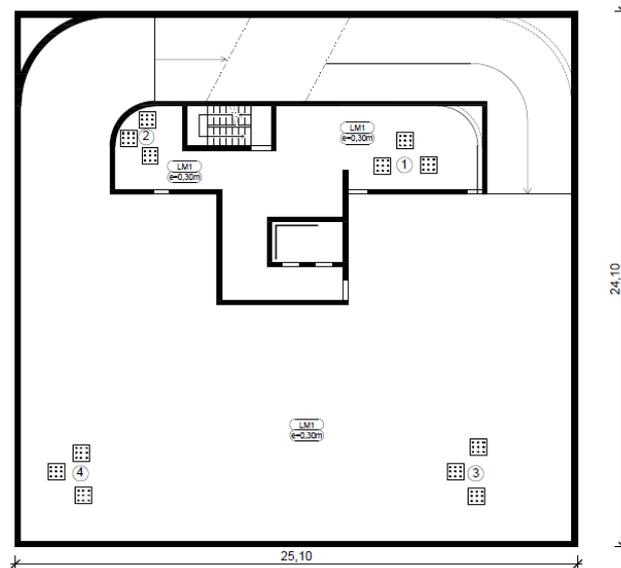


Figura 3.19 - Esquema da localização das zonas de ensaio do índice esclerométrico.

Os resultados apresentados no Anexo I correspondem às nove leituras, numa área de 300 mm x 300 mm e 25 mm de espaçamento entre impactos, conforme recomendado.

Na tabela que se segue apresenta-se a mediana das quatro áreas, por zona de ensaio, o desvio padrão e ainda a resistência à compressão média estimada.

Tabela 3.6 - Resultados obtidos com o esclerómetro.

Zona	R _{Mediana}	Desvio padrão [MPa]	Resistência à compressão média [MPa]
1	26	0,5	10,9
2	25	0,5	9,8
3	26	1,6	10,9
4	36	0,5	23,6

A direção de impacto foi vertical, com sentido ascendente e o valor da resistência média medido é equivalente ao obtido num cilindro com diâmetro de 150 mm e 300 mm de altura. O ensaio foi realizado com o esclerómetro DIGI SCHMIDT 2000 da Proceq®. A estimativa de valores foi determinada através de curvas fornecidas no manual de equipamento, presente no anexo II.

Analisando os valores da Tabela 3.6 podemos concluir que a resistência obtida na zona 4 é aproximadamente o dobro das restantes, no entanto, em todas as zonas de ensaio, a resistência à compressão média estimada da laje é bastante inferior ao esperado, uma vez que estamos perante um betão que deveria apresentar valores próximos de 30 MPa.

O manual de equipamento faz referência ao cuidado a ter no caso de o betão estar carbonatado, uma vez que o valor de resistência média obtida pode sofrer uma redução superior a 40%, contudo, os valores não foram corrigidos uma vez que o betão em estudo tinha poucos dias de idade pelo que não se considerou a existência da anomalia.

3.3.3 Resistência à compressão do betão

Para um conhecimento mais preciso da resistência do betão da laje, procedeu-se à extração de quatro carotes, localizadas em zonas adjacentes à do ensaio da determinação do índice esclerométrico, Figura 3.20, para posteriormente se realizar o ensaio de resistência à compressão.

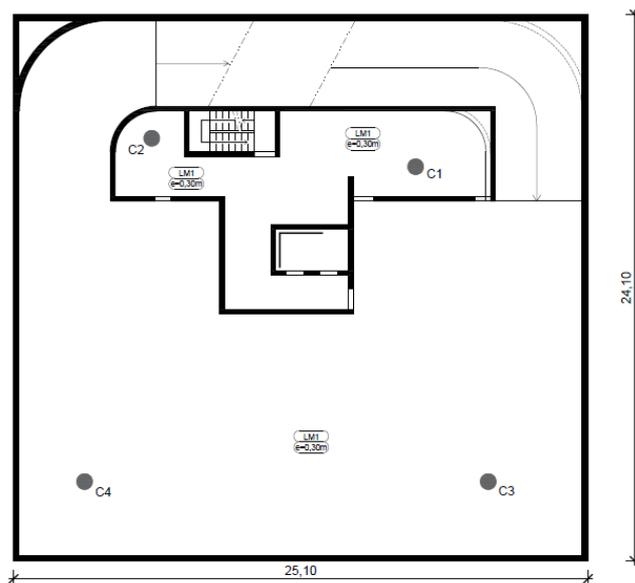


Figura 3.20 - Esquema representativo dos locais de extração das carotes.

As carotes foram removidas com o objetivo de se conseguir posteriormente uma relação 2:1 de altura/diâmetro, conforme sugerido pela norma. Para esse efeito foi necessário executar vários ensaios de deteção de armadura nas zonas indicadas para que estas não fossem cortadas aquando da extração das carotes.



Figura 3.21 - Carotes removidas da laje.

As amostras recolhidas vazaram a laje, Figura 3.21, tendo sido serradas e polidas posteriormente em laboratório de forma a garantir a planura e a relação altura/diâmetro referida anteriormente.

O ensaio de determinação da resistência à compressão foi realizado em conformidade com a NP EN 12390-3, explicado no subcapítulo 2.5.1. Na Tabela 3.7 apresentam-se os resultados da resistência obtida em laboratório.

Tabela 3.7 - Tensão de rotura das carotes removidas.

Referência do provete	Tensão de Rotura [MPa]
C1	12,6
C2	8,8
C3	11,2
C4	23,8

Pela análise dos resultados obtidos verifica-se que o betão em estudo obteve uma tensão de resistência à compressão bastante inferior ao definido em projeto, apresentando um valor médio de 14,1 MPa, com um desvio padrão de 6,65 MPa.

No caso de estudo apenas estão disponíveis quatro carotes, pelo que a laje foi estudada pela abordagem B.

Tabela 3.8 - Estimativa da resistência à compressão característica das carotes.

$f_{m(n),is}$	$f_{is,menor}$	k	$f_{ck,is}$
14,1	8,8	7	7,1

Através da abordagem B e da Tabela 2.2, pode então concluir-se que a classe de resistência característica mínima possível para o betão em estudo é um C8/10. Importa referir que esta abordagem dá estimativas de resistência características geralmente inferiores às observadas com mais resultados de ensaio.

Correlação entre valores da resistência obtida pelo ressalto e o ensaio de compressão de carotes

Na Figura 3.22 pode analisar-se a correspondência entre os valores da resistência à compressão obtida a partir de um ensaio destrutivo e outro não destrutivo, nomeadamente o ensaio de determinação do índice esclerométrico e o ensaio de resistência à compressão de carotes.

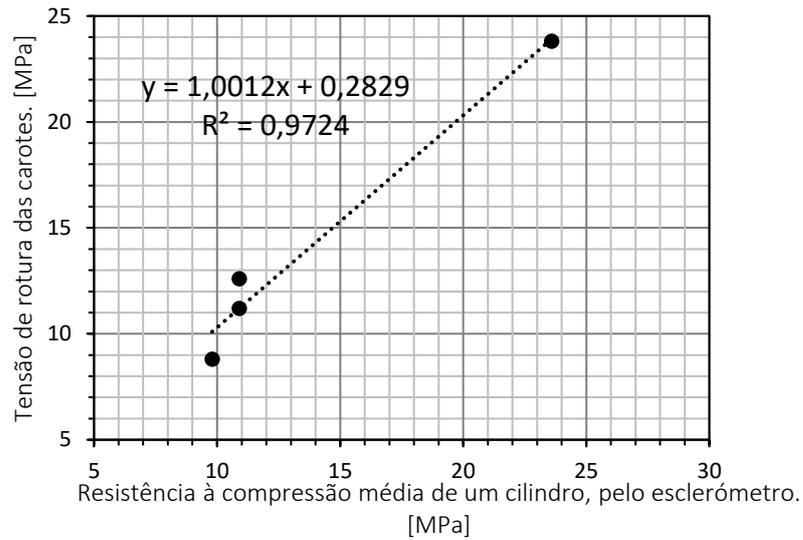


Figura 3.22 - Correlação entre os valores de resistência à compressão de carotes e o valor de resistência à compressão média obtida pelo esclerómetro.

Para obter o gráfico utilizaram-se os valores que resultaram dos dois ensaios na mesma zona. Ainda que, aparentemente, o número de ensaios pareça reduzido, para uma laje de 355,4 m² considerou-se suficiente para verificar que a qualidade do betão *in situ* não era a expectável. Analisando os valores pode verificar-se que a resistência estimada da determinação do índice esclerométrico é ligeiramente inferior aos valores obtidos no ensaio de compressão de carotes, o que não era previsto, uma vez que é frequente o esclerómetro dar valores ligeiramente superiores. Pode então concluir-se que a correlação de resultados de 98%, o que é bastante satisfatório, a nível de métodos de ensaios.

3.3.4 Velocidade de propagação dos ultrassons

O ensaio dos ultrassons foi utilizado para estimar a profundidade de uma fenda que se encontrava no piso -3, localizada na Figura 3.23.

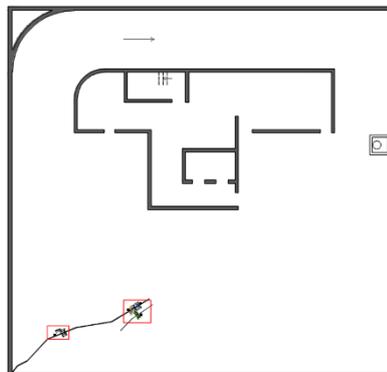


Figura 3.23- Esquema da localização da fenda no pavimento.

Para a realização do ensaio utilizou-se o equipamento 58-E4800 da Controls, Figura 3.24, através do método indireto, com transdutores de 50 mm e frequência natural de vibração de 54 kHz. A calibração foi realizada com recurso à barra auxiliar, antes do ensaio. De forma a garantir o contacto dos transdutores - barra e transdutores - betão utilizou-se uma vaselina acoplante, fornecida pelo fabricante do equipamento.



Figura 3.24 - Calibração do equipamento
Figura 3.25 - Localização da fenda

Atendendo à dimensão da fenda “A” foram realizadas três leituras, Figura 3.26, e uma quarta leitura numa fenda “B”, imediatamente ao lado. As primeiras leituras determinaram a velocidade, como explicado em 2.4.2, com um espaçamento de 10 cm entre cada medição.

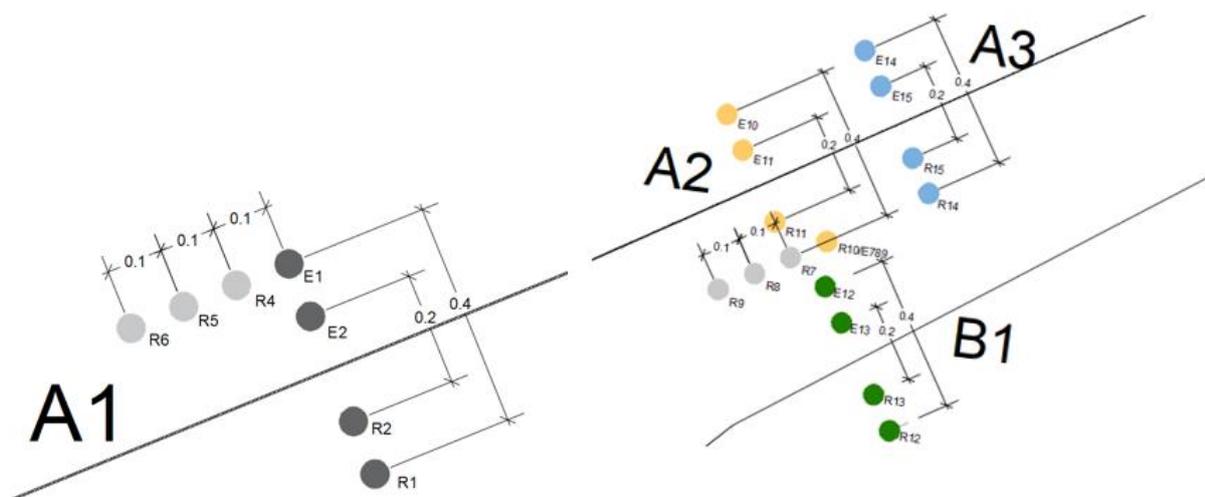


Figura 3.26 - Esquema representativo da localização do ensaio dos ultrassons.

Velocidade de propagação pelo método indireto

A Figura 3.27 apresenta graficamente as leituras obtidas do tempo de propagação para cada distância medida entre os transdutores, para as duas zonas de medição, “A1” e “A2/B1”.

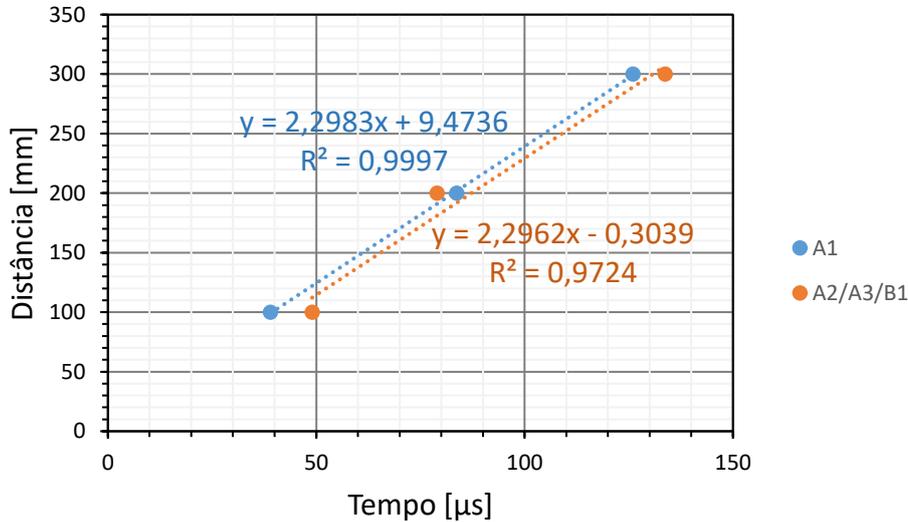


Figura 3.27 - Curva para determinação da velocidade de propagação dos ultrassons.

As regressões apresentadas no gráfico têm uma linearidade quase perfeita, que resultam nas seguintes velocidades:

Tabela 3.9 - Velocidade de propagação dos ultrassons na laje.

Designação	Velocidade [m/s]
A1	2298
A2/A3/B1	2296

Consultando a Tabela 2.4 pode concluir-se que o betão é de fraca qualidade, como confirmam os ensaios anteriormente apresentados.

Estimativa da profundidade da fenda

A determinação da profundidade da fenda foi realizada segundo a BS 1881: Part 203 e o método de Bungey, referido no subcapítulo 2.4.2. O restante método não foi estudado uma vez que não foram efetuadas as três medições recomendadas pelos autores. Contudo, posteriormente verificou-se que o equipamento se encontrava com uma anomalia, que se confirmou pelos resultados obtidos.

No tempo útil do estágio não foi possível corrigir o problema, pelo que não existem condições para validar as leituras realizadas na laje.

3.3.5 Ensaio de Carga

A realização do ensaio de carga foi solicitada para verificação do comportamento da laje e validação do modelo numérico. A laje em estudo pertence ao piso -2 do edifício habitacional.

A deformação foi medida com recurso a um defletómetro digital da Mitutoyo, com uma resolução de 0,001 mm, amplitude 0-12,7 mm e uma precisão de 0,003 mm. O carregamento de 200 kg/m² foi realizado com recurso a sacos de cimento, Figura 3.30, faseado da seguinte forma:

- Carregamento da A1;
- Carregamento da A3;
- Descarregamento da A1;
- Descarregamento da A3.

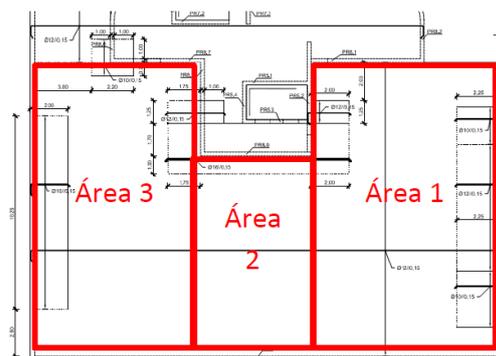


Figura 3.28 - Esquema de carregamento e respetivo faseamento.

A deformação provocada pelo carregamento foi medida nos pontos da Figura 3.29, onde “O1” e “O3” representam os pontos de flecha máxima instantânea esperada, medidos com o defletómetro.

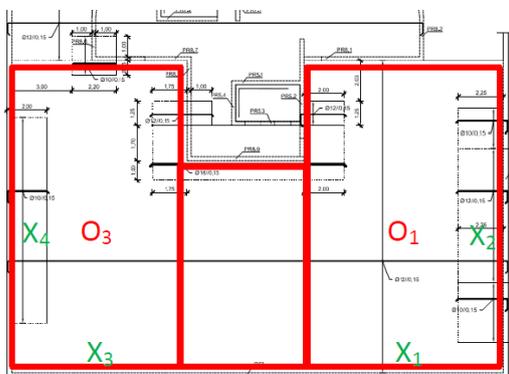


Figura 3.29 - Localização dos pontos de medição da deformação (EUROMODAL).



Figura 3.30 - Carregamento da laje.

Nas Figura 3.31, Figura 3.32 e Figura 3.33 encontra-se ilustrado o carregamento da laje e as deformações esperadas relativas ao carregamento associado, através do modelo numérico do edifício.

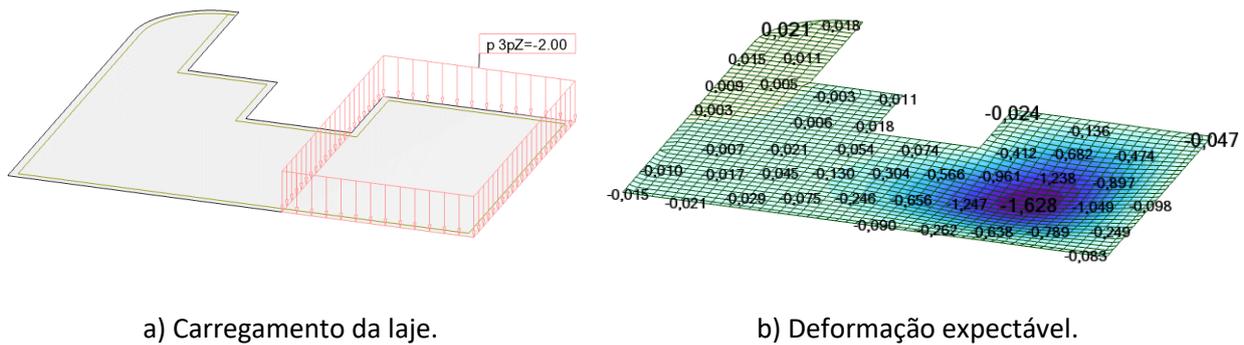


Figura 3.31 - Carregamento da área A1.

Após o carregamento Figura 3.31, a deformação no ponto “O₁” foi de 2,509 mm. O valor real da deformação foi, aproximadamente, 60% superior ao esperado pelo modelo de cálculo.

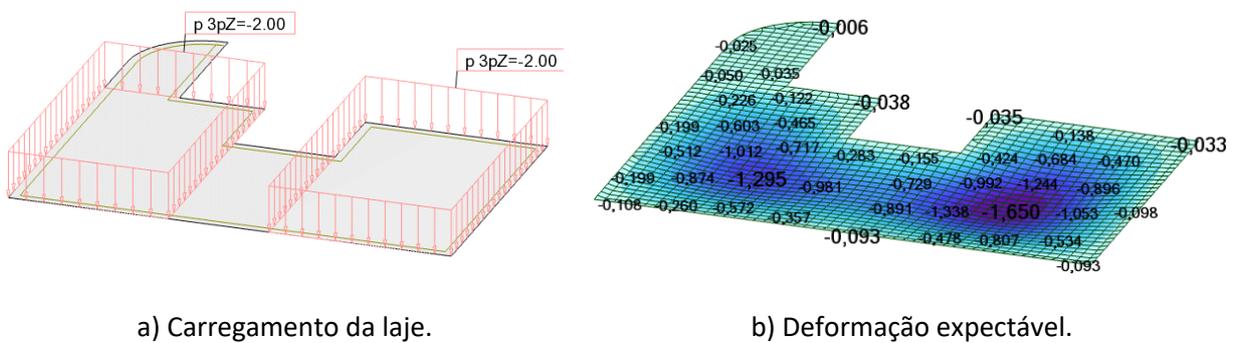


Figura 3.32 - Descarregamento da área A1 e A3.

Após o carregamento indicado na Figura 3.32, a deformação no ponto “O₃” foi de 1,294 mm enquanto que no ponto “O₁” se obteve uma redução da flecha de 0,220 mm, relativamente ao valor inicial. Desta forma, com o carregamento quase total da laje, obtiveram-se deslocamentos em “O₃” e “O₁” de 2,289 mm e 1,406 mm, respetivamente.

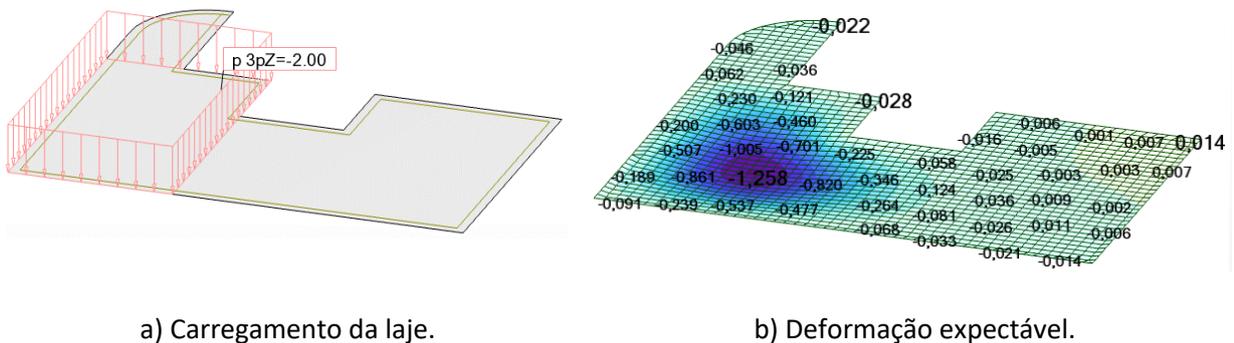


Figura 3.33 - Descarregamento da área A1.

Com o descarregamento da área “A1” da laje, a recuperação foi imediata, onde se obteve uma redução da flecha de 2,090 mm, no ponto “O₁”, relativamente à deformação inicial. Após a remoção da restante carga observou-se exatamente o mesmo comportamento em “O₃”.

Tabela 3.10 - Resumo dos deslocamentos na laje.

Área carregamento	Pontos	Modelo numérico [mm]	Deslocamento Real [mm]
A1	O1	1,628	2,509
	O3	-	-
A1 e A3	O1	1,650	2,289
	O3	1,295	1,294
A3	O1	0,009	0,199
	O3	1,258	-
Descarregada	O1	-	0,149
	O3	-	0,082

Possivelmente, a ligeira discrepância de valores entre os medidos durante o ensaio e os expectáveis pelo modelo numérico, pode ser explicada por algum desajustamento em relação à rigidez em termos de ligações laje/parede no modelo numérico. Deduz-se assim que o modelo considerará os apoios mais rígidos do que efetivamente são.

3.4 PAINÉIS LEIRIA

O presente caso de estudo é referente a um painel pré-fabricado em betão armado, pertencente a um edifício industrial, que foi removido para se realizarem ensaios que confirmassem a conformidade com o especificado e definido em projeto. Para tal, realizaram-se ensaios não destrutivos e destrutivos, tais como resistividade, ultrassons, índice esclerométrico e resistência à compressão.

3.4.1 Detecção da armadura

Os detetores de armaduras, como o nome indica, permitem localizar armaduras em estruturas de betão armado. Alguns equipamentos podem ainda determinar a direção, estimar o diâmetro e a sua profundidade. No presente caso de estudo recorreu-se ao equipamento Profometer[®]6 da Proceq[®], Figura 3.34, que permite obter diferentes tipos de leitura. Pode-se obter uma leitura rápida, apenas localizar conhecer a camada de recobrimento das armaduras, ou leituras mais complexas que permitem obter mapas nos quais é possível obter todas as informações referidas simultaneamente.



a) Detetor de armaduras

b) Painel de estudo

Figura 3.34 - Pormenor da deteção de armadura.

No estudo do painel apenas era necessário obter a sua localização de forma a evitar a influência das armaduras nos restantes ensaios. Na Figura 3.35 é possível observar o mapa desenhado na direção XX. Para desenhar na direção YY é necessário indicar ao software que se pretende trocar de direção e automaticamente as barras começam a ser desenhadas na direção ortogonal.

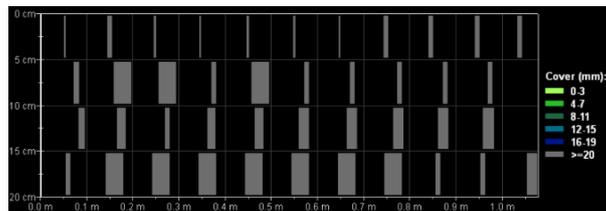


Figura 3.35 - Mapa das armaduras detetadas pelo equipamento.

Com um lápis de cera marcou-se o painel com a localização da armadura detetada, a amarelo na Figura 3.34-b. A azul está também marcada armadura detetada, no entanto não foi possível definir uma malha pois não havia sequência nos varões. Na Figura 3.36 pode observar-se a irregularidade dos varões numa parte do painel.



Figura 3.36 - Vista lateral do painel.

3.4.2 Resistividade elétrica do betão

A realização do ensaio de medição da resistividade pretende conhecer o risco de corrosão das armaduras, com recurso a uma sonda Wenner. O método é descrito no subcapítulo 2.4.3. Para o ensaio recorreu-se ao Resipod da Proceq®, um equipamento pequeno, portátil e de fácil utilização.

Foram realizadas três medições, cada uma com cinco leituras, alternando a posição uns milímetros entre si. Previamente foi necessário molhar os transdutores, pelo que é conveniente provir de uma bacia com pouca água, com objetivo de garantir a medição e não submergir o equipamento.

Tabela 3.11 - Resumo dos resultados obtidos no ensaio da resistividade.

Leituras					Resistividade Média [kΩ.cm]	Desvio Padrão [kΩ.cm]
10,5	10,6	8,7	11,8	11,2	10,6	1,2
10,8	9,5	11,5	10,4	10,6	10,6	0,7
9,1	8,9	7,8	8,2	8,7	8,5	0,5

Observando a tabela pode concluir-se que a taxa de corrosão das armaduras é moderada, com um valor médio no painel de 10 kΩ.cm, a variação entre as três medidas é reduzida, mas suficiente para a área em questão. Atendendo à idade jovem do painel, não eram expectáveis valores tão reduzidos. De uma forma geral a resistividade é a resistência que o material oferece à passagem de corrente elétrica. Ora se o betão é jovem e a resistividade baixa, pode dever-se à dificuldade de compactação do betão, associada à elevada dimensão do agregado.

3.4.3 Índice esclerométrico

Como já foi referido a determinação do índice esclerométrico pretende estimar a dureza superficial de elementos de betão. No painel foram realizadas três leituras, com nove impactos cada uma, cuja direção foi vertical no sentido descendente. A superfície do painel já se encontrava lisa, Figura 3.37, não tendo sido necessário realizar nenhuma regularização do betão.

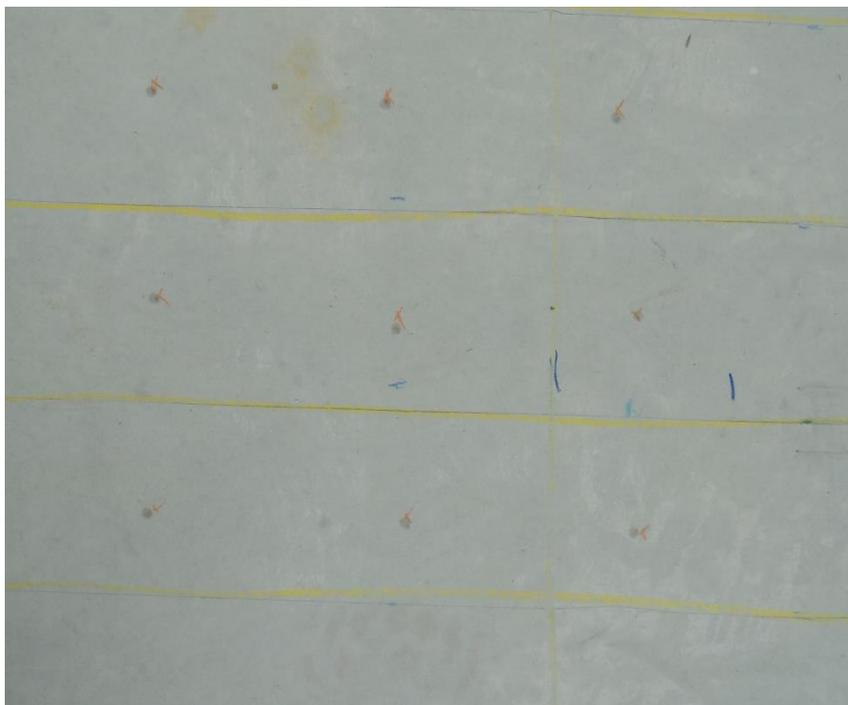


Figura 3.37 - Marcação dos pontos do ensaio do esclerómetro.

Tabela 3.12 - Resultados da determinação do índice esclerométrico e estimativa da resistência à compressão

Leitura	R_{Mediana}	Desvio Padrão [MPa]	Resistência à compressão [MPa]	à média
1	51	1,4	62,9	
2	53	2,5	66,7	
3	53	1	66,7	

A estimativa de resistência à compressão é equivalente ao obtido num cilindro com uma relação 2:1 e 150 mm de diâmetro. Como se observa na tabela, a diferença de resistência obtida entre leituras é reduzida, estimando-se assim uma resistência à compressão média de 65 MPa.

O ensaio seguiu a NP EN 12504 – 2. 2012 com recurso ao DIGI SCHMIDT 2000 da Proceq®.

3.4.4 Velocidade de propagação dos ultrassons

A velocidade de propagação dos ultrassons foi determinada pelos métodos indireto e direto. Ou seja, inicialmente marcaram-se pontos, realizou-se o ensaio pelo método indireto e direto e após a remoção das carotes realizou-se o último de novo, Figura 3.38.



Figura 3.38 - Localização do ensaio dos ultrassons.

Pretende-se então, comparar a velocidade determinada pelos dois modos, estimar a resistência à compressão e módulo de elasticidade para posteriormente analisar a relação entre ensaios.

Com recurso ao equipamento 58-E4800 da Controls® realizaram-se cinco leituras. De forma a garantir o contacto entre os transdutores e a superfície de betão utilizou-se uma vaselina acoplante da mesma marca. A Figura 3.39 apresenta os resultados obtidos.

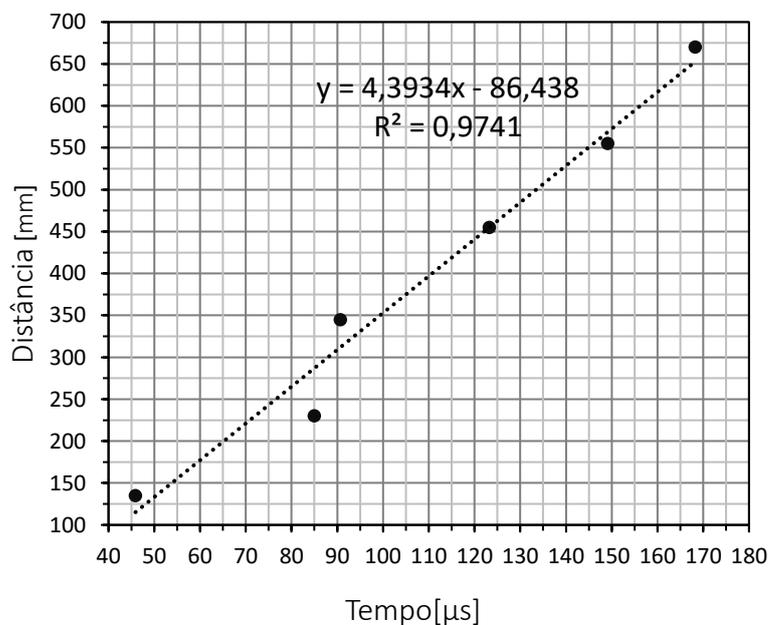


Figura 3.39 - Curva para determinação da velocidade de propagação dos ultrassons.

Observando a Tabela 2.4, podemos concluir que o betão em estudo apresenta boa qualidade, tendo-se obtido uma velocidade média de 4393 m/s.

As medições diretas no painel confirmaram a velocidade obtida pelo método oposto, Tabela 3.13.

Tabela 3.13 - Determinação da velocidade através do método direto de medição.

Ponto	Transmissão	L [mm]	T [μ s]	U [m/s]
1	Direta	965	220,7	4372,45
2	Direta	965	234,6	4113,38
3	Direta	965	212,7	4536,91
4	Direta	160	38,2	4188,48

Através da Tabela 2.8 e dos resultados obtidos da velocidade pode estimar-se o módulo de elasticidade do betão. Assumindo uma velocidade média de 4300 m/s, obtém-se um módulo de elasticidade dinâmico e estático de 34 GPa e 25 GPa, respetivamente.

Três dias após a remoção das carotes repetiu-se o ensaio de propagação da velocidade dos ultrassons, agora nas carotes retificadas e sem qualquer influência de armadura, Figura 3.40.



Figura 3.40 - Medição dos ultrassons na carote C1.

Tabela 3.14 - Resultados da medição dos ultrassons nas carotes.

Provete	L [mm]	T [μ s]	V [m/s]
C1	100	23,7	4219,41
C2	100	23,6	4237,29
C3	100	23,4	4273,50
C4	100	23,9	4184,10
C5	100	23,4	4273,50

O modulo de elasticidade estático estimado pela Tabela 2.8 cobre todos os intervalos típicos fornecidos pela Tabela 2.9, não obstante, face aos ensaios anteriores estima-se que a sua resistência à compressão seja elevada.

3.4.5 Extração de carotes

Para um conhecimento mais exato do betão removeram-se cinco carotes, segundo o preconizado pela NP EN 12504-1 de 2009.

Inicialmente posicionou-se o equipamento em cima do painel de betão, Figura 3.41, e verificou-se a verticalidade da broca através de uma bolha niveladora. Para realizar a operação é necessário provir de eletricidade e de uma mangueira com água, que liga ao equipamento para garantir a lubrificação da broca. A velocidade de penetração da broca é lenta e ocorre por rotação de uma manivela.



a) Caroteadora



b) Pormenor da extração de carotes

Figura 3.41 - Extração de carotes.

As cinco carotes com diâmetro de 50 mm que vazaram o painel, Figura 3.42. As mesmas foram identificadas e, em laboratório, verificou-se o seu comprimento e planura, Figura 3.43.



Figura 3.42 - Carotes recolhidas.



Figura 3.43 - Carotes serradas e polidas com uma relação comprimento/diâmetro 2:1.

3.4.6 Resistência à compressão

O ensaio foi realizado segundo a NP EN 12504-1, referido no subcapítulo 2.5.1. A tensão de rotura de cada provete foi obtida através do quociente entre o valor máximo de força suportado pela amostra ao longo do ensaio e a área de contacto entre o provete e os pratos da prensa. Os resultados podem ser consultados na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 - Tensão de rotura das carotes removidas.

Referência do provete	Tensão de Rotura [MPa]
C1	70,9
C3	63,7
C4	69,7
C5	70,8

No dia do ensaio a carote C2 não apresentou as condições exigidas para ser ensaiada pelo que foi invalidada. Observando a tabela podemos concluir que o betão é realmente de boa qualidade, apresentando uma tensão de compressão média de 68,8 MPa.

Através da NP EN 13791 consegue-se determinar a resistência à compressão *in situ* característica. No caso de estudo apenas estão disponíveis quatro carotes, desta forma o painel foi estudado através da abordagem B.

Tabela 3.16 - Estimativa da resistência à compressão característica das carotes.

$f_{m(n),is}$	$f_{is,menor}$	k	$f_{ck,is}$
67,7	61,8	7	61,8

Consultando a Tabela 2.2, pode então concluir-se que a classe de resistência *in situ* característica do painel corresponde a um betão C70/85. O ensaio de compressão validou os resultados obtidos com o esclerómetro, registando uma diferença mínima de 8%.

Capítulo 4

CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

4.1 CONCLUSÃO

Como foi referido o presente relatório foi realizado na perspectiva de conhecer algumas propriedades do betão e dar um contributo para o estudo da relação existente entre ensaios destrutivos e não destrutivos em elementos de betão em diferentes idades. As considerações finais incidem na análise crítica dos ensaios realizados, passando por considerações de carácter pessoal.

Para esse fim realizaram-se diversos ensaios, em laboratório e *in situ*. Apesar de alguns resultados não poderem ser cabalmente explicados.

Destaca-se o ensaio do esclerómetro em betão, que se mostrou rápido, simples de executar, e aliado aos resultados obtidos permite compreender que seja um dos mais divulgados e realizados. A estimativa de resistência à compressão é bastante próxima da obtida por ensaios mecânicos.

O ensaio de ultrassons revelou-se particularmente sensível à influência do utilizador. A aplicação de maior ou menor pressão sobre os transdutores durante as leituras, bem como a heterogeneidade do espalhamento do adesivo, influenciam significativamente os resultados. Relativamente à determinação da profundidade de uma fenda, apesar da simplicidade de determinação dos métodos apresentados, a análise e interpretação dos resultados revelou-se bastante complexa.

O ensaio de carga confirmou-se como um ensaio que requer uma boa logística e é bastante demorado, pelo que quanto mais dados se conseguirem extrair melhor mais completa e fiável é a análise.

Os ensaios do arranque, da tração direta e da resistividade são de simples e rápida execução. Os dois primeiros têm o senão do tempo de secagem da cola, contudo varia consoante o adesivo. Análise dos três ensaios referidos é simples e ambos apresentam correlações bastante satisfatórias como a resistência à compressão.

Estranhamente, a correlação entre os parâmetros NDT avaliados *in situ*, referidos pela bibliografia, é inferior à resistência obtida com ensaios mecânicos a carotes retiradas da mesma estrutura.

Globalmente, os ensaios não destrutivos mostraram-se como uma boa ferramenta na avaliação qualitativa do betão, como se expectava. Fornecem informações expeditas e de um modo não intrusivo. Importa referir que o aumento do número de leituras e a combinação de mais que um tipo de ensaio aumentam a fiabilidade dos resultados.

Em conclusão, pode afirmar-se que os ensaios têm um elevado potencial, contudo as suas limitações e os procedimentos de ensaio devem ser perfeitamente conhecidos, caso contrário as leituras realizadas podem conduzir a erros significativos.

Findo o período de estágio e presente relatório importa referir que aspetos como autonomia, disciplina e espírito trabalhador foram fundamentais para a realização do estágio com sucesso.

4.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para facilitar a organização de informação obtida, tratamento e análise de dados seria vantajoso o desenvolvimento de folhas de cálculo que permitissem uma melhor interpretação dos resultados e mitigassem o erro humano.

Sendo este relatório desenvolvido num tempo limitado e analisando diferentes ensaios, recomenda-se a realização de ensaios mais numerosos que permitam um tratamento estatístico mais completo e fiável, que permita aumentar a confiança dos utilizadores, nomeadamente em obra.

A realização de estágios curriculares permite a aquisição de uma primeira experiência, no contacto com o mundo profissional, e com isso a aquisição de conceitos que futuramente permitirão encarar trabalhos semelhantes com mais confiança e profissionalismo, pelo que a sua realização deve ser promovida e incentivada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMARAL, Sara Filipa Milho – Inspeção e Diagnóstico de Edifícios Recentes. Estudo de um caso real. Instituto Superior de Lisboa, 2013, Tese de Mestrado.

APPLETON, Júlio .2017 – Apontamentos da disciplina de Estruturas de Betão, Instituto Superior Técnico. Lisboa

BARROS, Joaquim et al. – Comportamento à flexão de betão reforçado com fibras de aço – caracterização experimental e conceitos para uso em projeto. Guimarães, 2013,

BS 1881: Part 203. 1986, Testing concrete – Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. British Standards Institution ISBN 152162.

BS 1881: Part 116. 1983, Testing concrete – Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests. Reino Unido: British Standards Institution.

BS 1881: Part 119. 1983, Method for determination of compressive strength using portions of beams broken in flexure – Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests. Reino Unido: British Standards Institution.

BS 1881: Part 202. 1986, Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer. Reino Unido: British Standards Institution.

BS 1881: Part 203. 1986, Testing concrete – Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. Reino Unido: British Standards Institution.

BS 1881: Part 207. 1981, Testing concrete – Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests ISBN

BS 1881: Part 207. 1992, Method for determination of compressive strength of concrete cubes. Reino Unido: British Standards Institution.

BUNGEY, John; MILLARD, Stephen; GRANTHAM, Michael – Testing of concrete in structures. Fourth Edition. Reino Unido: Taylor & Francis, 2006. ISBN 0–415–26301–8.

CABRAL, Hugo – Ensaio de arrancamento de laminados compósitos aderentes a superfícies de betão. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2012. Tese de mestrado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARMINHO, Fernando – Resistência do betão à compressão vs cilindros. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2012. Tese de mestrado.

Cem-FIL – GRC Technical Data.

DUARTE, Juliana – Aspetos do dimensionamento de painéis pré-fabricados de fachada em GRC do tipo nervurado. Coimbra: Instituto Superior de Engenharia do Coimbra, 2014. Tese de mestrado.

E 397. 1993, Betões - Determinação do módulo de elasticidade em compressão. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

E 398. 1993, Betões - Determinação da retração e da expansão. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

EN 12390-13. 2013, Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression. Bruxelas: European Committee for Standardization.

EN 14651. 2005, Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength. Bruxelas: European Committee for Standardization.

EN 14651. 2005, Test method for metallic fibered concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual. Brussels

FÉLIX, Mara – Inspeção e diagnóstico de edifícios de betão armado: Estudo e aplicação a um caso prático. Porto, Instituto Superior de Engenharia do Porto. 2016, Tese de mestrado.

FERREIRA, Rui Miguel – Avaliação dos ensaios de durabilidade do betão. Guimarães, Universidade do Minho – Escola de Engenharia. 2000, Tese de mestrado

FILHO, João Gaspar Djanikian – Controle do módulo de elasticidade do concreto na estrutura com o uso de célula de fluência. São Paulo. 2010, MBA

GRCA International - Methods of Testing Glassfibre Reinforced Concrete (GRC) Material. Reino Unido, 2016.

GRCA International – Practical Design Guide for Glass Reinforced Concrete. Reino Unido.

GUIMARÃES, João – Painéis pré-fabricados em GRC. Porto. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2016. Tese de Mestrado.

NP EN 12390-2. 2009, Ensaios do betão endurecido - Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica. Lisboa: IPQ.

NP EN 12390-3. 2011, Ensaios do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes. Lisboa: IPQ.

NP EN 12390-4. 2003, Ensaios do betão endurecido – Parte 4: Resistência à compressão. Características das máquinas de ensaio. Lisboa: IPQ.

NP EN 12390-5. 2009, Ensaios do betão endurecido - Parte 5: Resistência à flexão de provetes. Lisboa: IPQ.

NP EN 12390-6. 2011, Ensaios do betão endurecido - Parte 6: Resistência à tração por compressão de provetes. Lisboa: IPQ.

NP EN 12390-8. 2009, Ensaios do betão endurecido - Parte 8: Profundidade de penetração da água sob pressão. Lisboa: IPQ.

NP EN 12504 – 1. 2009, Ensaios do betão nas estruturas - Parte 1: Carotes, extração, exame e ensaio à compressão. Lisboa: IPQ.

NP EN 12504 – 1. 2009, Ensaios do betão nas estruturas Parte 1: Carotes, Extração, exame e ensaio à compressão, Lisboa: IPQ.

NP EN 12504 – 2. 2012, Ensaios do betão nas estruturas - Parte 2: Ensaio não destrutivo. Determinação do índice esclerométrico. Lisboa: IPQ.

NP EN 12504 – 3. 2007, Ensaios do betão nas estruturas - Parte 3: Determinação da força de arranque. Lisboa: IPQ.

NP EN 12504 – 4. 2007, Ensaios do betão nas estruturas - Parte 4: Determinação da velocidade de propagação dos ultrassons. Lisboa: IPQ.

NP EN 13577. 2008, Ataque químico do betão - Determinação da concentração de dióxido de carbono agressivo da água. Lisboa: IPQ.

NP EN 13670. 2011, Execução de estruturas de betão. Lisboa: IPQ.

NP EN 13791. 2008, Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos prefabricados. Lisboa: IPQ.

NP EN 13791. 2008, Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos pré-fabricados. Lisboa: IPQ. 32p.

NP EN 1390 – 1. 2012, Ensaios do betão endurecido - Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes. Lisboa: IPQ.

NP EN 196 – 1. 2006, Métodos de ensaio de cimentos - Parte 1: Determinação das resistências mecânicas.

NP EN 1992 – 1-1. 2010, Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa: IPQ, 259p.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

NP EN 206 – 1 Emenda 2. 2010, Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa: IPQ.

NP EN 206 – 1. 2007, Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa: IPQ.

NP EN 206 – 9. 2010, Betão – Parte 9: Regras adicionais para betão autocompactável (BAC). Lisboa: IPQ.

NP ENV 13670 – 1. 2007, Execução de estruturas em betão - Parte 1: Regras gerais. Lisboa: IPQ.

PEREIRA, João – Avaliação da resistência à compressão do betão através de ensaios não-destrutivos. Coimbra: Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, 1999. Tese de mestrado.

PEREIRA, João Pedro Veludo Vieira – Avaliação da Resistência à Compressão através de Ensaio Não Destrutivos, Universidade de Coimbra, 1999, Tese de Mestrado.

POLDER, R. – Materials and Structures: Electromechanical techniques for measuring metallic corrosion. RILEM TC 154-EMC, 2002.

POLDER, R. – Materials and Structures: Test and design methods for steel fiber reinforced concrete. RILEM TC 162-TDF, 2000. Vol 33.

RODRIGUES, Carlos Filipe. 2016 - Apontamentos da disciplina de Inspeção e Reforço de Estruturas – Parte 5, ISEP.

SAMPAIO, Célia – Caracterização do betão através de técnicas não-destrutivas. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010. Tese de mestrado.

SAMÚDIO, Joana – Revestimento de fachadas com painéis reforçados com fibra de vidro (GRC). Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2015. Tese de mestrado.

SILVA, Vanessa; JOHN, Vanderley – Paineis em cimento reforçado com fibras de vidro (GRC). São Paulo: Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1998.

SOUSA, José – Inspeção e reabilitação de estruturas segundo a NP EN 1504 – Caso de obra. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011. Tese de mestrado.

TUMIALAN, Gustavo; GALATI, Nestore; NANNI, Antonio – In-situ load testing of concrete structures: Part 1 Rationale, objectives, and execution. Structural Testing. 2014.

ANEXOS

ANEXO I

Tabela I.I - Resultados do ensaio da determinação da expansão

Provete	Face	Dia 0		Dia 7		Dia 14		Dia 28	
		L [mm]	Média						
1	1	0,290	0,300	0,294	0,297	0,282	0,286	0,304	0,308
	2	0,302		0,297		0,286		0,308	
	3	0,304		0,299		0,289		0,311	
	4	0,304		0,297		0,285		0,308	
2	1	0,430	0,433	0,420	0,422	0,411	0,413	0,433	0,434
	2	0,436		0,428		0,418		0,439	
	3	0,430		0,419		0,408		0,430	
	4	0,434		0,423		0,413		0,434	
3	1	0,210	0,235	0,019	0,023	0,010	0,012	0,031	0,035
	2	0,240		0,022		0,012		0,035	
	3	0,260		0,025		0,015		0,038	
	4	0,230		0,023		0,012		0,034	

	Dia 0	Dia 7	Dia 14	Dia 28
Expansão	0	-0,0019%	-0,0090%	0,0048%
	0	-0,0069%	-0,0125%	0,0009%
	0	-0,1326%	-0,1390%	-0,1251%

ANEXO II

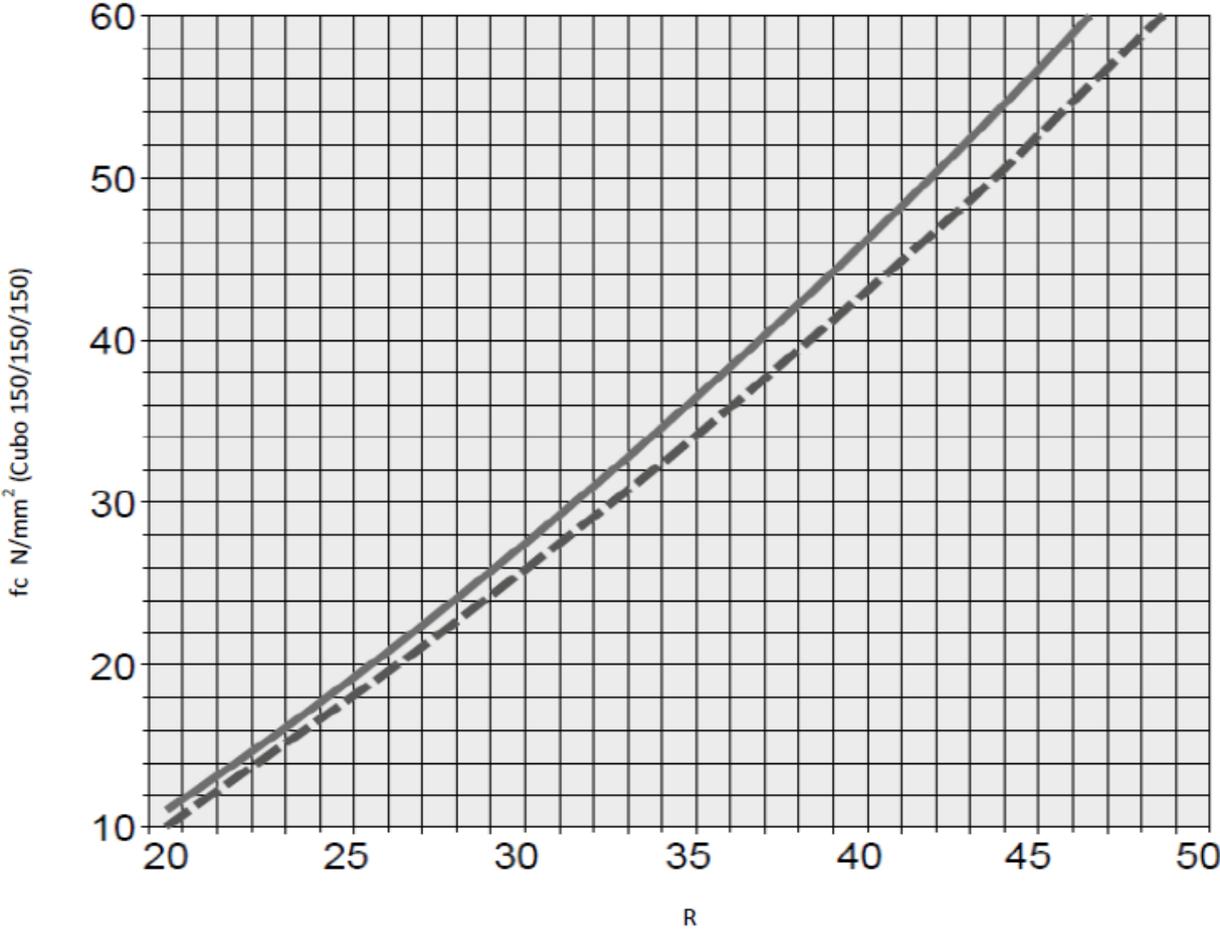


Figura II.I - Curva J – Esclerómetro

ANEXO III

Tabela III.I - Determinação do índice esclerométrico do caso de estudo Prelada

Caso de estudo : Ensaio de carga_216				Carote: C4		Direção de impacto: ↑		
R								
36	36	37	35	34	34	40	36	35

Caso de estudo : Ensaio de carga_217				Carote: C4		Direção de impacto: ↑		
R								
36	41	33	38	35	33	47	37	34

Caso de estudo : Ensaio de carga_218				Carote: C4		Direção de impacto: ↑		
R								
33	35	38	46	33	34	36	35	39

Caso de estudo : Ensaio de carga_219				Carote: C2		Direção de impacto: ↑		
R								
26	26	23	23	25	25	25	25	24

Caso de estudo : Ensaio de carga_220				Carote: C2		Direção de impacto: ↑		
R								
25	22	26	22	27	26	29	25	24

Caso de estudo : Ensaio de carga_221				Carote: C2		Direção de impacto: ↑		
R								
30	26	27	29	25	24	26	27	23

ANEXO

Caso de estudo : Ensaio de carga_222				Carote: C3		Direção de impacto: ↑		
R								
28	24	25	31	28	26	34	28	24

Caso de estudo : Ensaio de carga_223				Carote: C3		Direção de impacto: ↑		
R								
25	31	25	33	27	25	23	26	30

Caso de estudo : Ensaio de carga_225				Carote: C3		Direção de impacto: ↑		
R								
26	41	23	24	26	23	28	23	24

Caso de estudo : Ensaio de carga_226				Carote: C1		Direção de impacto: ↑		
R								
26	31	25	26	25	32	25	28	24

Caso de estudo : Ensaio de carga_227				Carote: C1		Direção de impacto: ↑		
R								
24	27	28	28	25	25	27	24	25

Caso de estudo : Ensaio de carga_228				Carote: C1		Direção de impacto: ↑		
R								
25	24	28	31	26	28	23	24	30

ANEXO IV

Tabela IV.I - Determinação do índice esclerométrico dos painéis de Leiria

Caso de estudo : Painéis Leiria_019							Direção de impacto: ↓	
R								
50	51	51	52	54	51	51	54	51

Caso de estudo : Painéis Leiria_020							Direção de impacto: ↓	
R								
53	60	53	52	54	53	54	52	52

Caso de estudo : Painéis Leiria_021							Direção de impacto: ↓	
R								
54	53	54	52	52	52	53	53	51