



**UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR**

**Engenharia**

# **Ensaio não destrutivo no betão auto-compactável**

**João José Barbosa da Costa**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor Miguel Costa Santos Nepomuceno

**Covilhã, Outubro de 2011**



# Dedicatória

Dedico esta dissertação a toda a minha família e amigos, que sempre me apoiaram durante esta árdua caminhada. Com destaque, e de forma muito especial, aos meus pais António e Salete, ao meu irmão Vasco, às minhas avós Conceição e Rosa, e à minha namorada Filipa.



# Agradecimentos

Um enorme bem-haja aos meus pais António e Salete que foram incansáveis ao longo destes anos. Agradeço todo o apoio, incentivo e carinho, só assim foi possível concretizar um dos grandes objectivos da minha vida, ter o curso que sempre quis.

De igual modo, um muito obrigado ao meu irmão Vasco, às minhas queridas avós Conceição e Rosa e aos avôs João e José, que olham por mim lá do céu.

Um obrigado especial à Filipa, por todo o carinho, compreensão e apoio prestado.

Um agradecimento especial aos colegas Engenheiros Miguel Santos, Mauro Rangel, João Rodrigues e Diogo Alves e ao Senhor Albino Alves, bem-haja a todos!

Um agradecimento muito especial ao Professor Miguel Costa Santos Nepomuceno pelo apoio, incentivo, compreensão, amizade e pela grande disponibilidade que sempre demonstrou ao longo de todo o processo. O Professor Nepomuceno é um docente de grandes qualidades, cuja experiência, benignidade e sabedoria me orientaram de forma exemplar. Obrigado por toda a amizade demonstrada!

Agradeço à Universidade da Beira Interior por toda a formação e tradição académica proporcionada ao longo desta árdua caminhada.

Agradeço à empresa de betão pronto “*Betão Liz*”, localizada no concelho da Covilhã, o fornecimento dos agregados finos (Areia 0/2 e Areia 0/4) e das cinzas volantes;

Agradeço à empresa *Sika Portugal - Produtos Construção e Indústria, SA*, o fornecimento do superplastificante (*SikaViscocrete 3005*).

Agradeço ainda à pedreira “Bartolomeu”, localizada na Quinta da Caçoa, concelho do Fundão, o fornecimento dos agregados grossos (Brita 3/6 e Brita 6/15)

Por último, agradeço aos Serviços Técnicos da UBI, todo o apoio prestado na adaptação dos equipamentos de ensaio e na produção de moldes.



# RESUMO

## ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS NO BETÃO AUTO-COMPACTÁVEL

As misturas de betões auto-compactáveis (BAC) apresentam algumas especificidades face aos betões correntes vibrados, nomeadamente uma maior dosagem de pasta e de argamassa e, conseqüentemente, um menor volume de agregados grossos. A máxima dimensão dos agregados grossos é também reduzida nos BAC para prevenir o efeito de bloqueio em passagens estreitas. Tais especificidades são susceptíveis de afectar os resultados dos ensaios não destrutivos.

A presente investigação teve por objectivo avaliar a aplicabilidade de alguns ensaios não destrutivos em betões auto-compactáveis para estimar a resistência à compressão do betão “*in situ*” e analisar a validade das correlações já existentes para betões correntes vibrados. Com este propósito, seleccionaram-se alguns métodos de ensaio não destrutivos tendo em vista a robustez dos ensaios, a facilidade de execução, a fiabilidade dos resultados e, sobretudo, o aspecto económico e a sua disponibilidade nos laboratórios do DECA da UBI. Os ensaios seleccionados incluíram: o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultras-sons através do aparelho “*PUNDIT*”, o ensaio de dureza superficial através do esclerómetro de *Shmidt* Tipo N, o ensaio da força de arranque utilizando o sistema de “*Lok-Test*” e ainda o ensaio de avaliação da maturidade do betão utilizando o “*COMA-meter*”.

O programa de ensaios experimental incluiu a aplicação dos ensaios não destrutivos num único tipo de betão nas idades de 1, 2, 3, 7, 14, 28 e 94 dias. Concomitantemente com a aplicação dos ensaios não destrutivos em cada uma das idades listadas, foram efectuados ensaios à compressão de cubos de betão com 150 mm de aresta. A gama de resistências à compressão do betão avaliada situou-se entre os 45 MPa e os 97 MPa.

Foram estabelecidas correlações entre as leituras dos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão, foram apresentados os limites de confiança de 90% e 95% para essas correlações e foi efectuada a análise da variabilidade dos ensaios. Os resultados obtidos evidenciaram boas correlações entre a resistência à compressão e as leituras dos ensaios não destrutivos.

### Palavras-chave:

Betão auto-compactável; ensaios não destrutivos; ensaios de medição da dureza superficial, ensaio de medição da velocidade de ultra-sons; ensaio de arranque; ensaio de avaliação da maturidade do betão.



# ABSTRACT

## NON-DESTRUCTIVE TESTS ON SELF-COMPACTING CONCRETE

Mixtures of self-compacting concrete (SCC) show some specificities regarding to current vibrated concrete, namely a higher dosage of paste and mortar, and therefore a smaller volume of coarse aggregates. The maximum size of coarse aggregates is also reduced in SCC to prevent the blocking effect in narrow passages. Such characteristics are likely to affect the results of non-destructive tests.

The present research work aimed to evaluate the applicability of some non-destructive tests on self-compacting concrete to estimate the "*in situ*" concrete compressive strength and analyze the validity of existing correlations for the current vibrated concrete. For this purpose, some non-destructive test methods were selected based on their robustness, ease of implementation and the reliability of results and, mainly, the economic aspect and their availability in the laboratories of the DECA of UBI. The selected tests included: Ultrasonic pulse velocity measurement through the "PUNDIT" device, the surface hardness testing by the Schmidt rebound hammer of type N, the Pull-off test using "Lok test" system and also the evaluation of the maturity of the concrete using the "COMA-meter" device.

The experimental test program included the application of non-destructive testing on a single type of concrete at ages 1, 2, 3, 7, 14, 28 and 94 days. At the same time with the application of non-destructive tests in each of the ages above listed, 150 mm concrete cubes have been tested to evaluate the compressive strength. The range of measured concrete compressive strength was between 45 MPa and 97 MPa.

Correlations were established between the readings of non-destructive tests and concrete compressive strength, the confidence limits of 90% and 95% for these correlations were determined and the analysis of the variability of the tests was made. The results showed good correlations between the compressive strength and the readings of non-destructive tests.

### Keywords:

Self-compacting concrete; Non-destructive tests; Surface hardness test, Ultrasonic pulse velocity measurement; Pull-off test; Concrete maturity test.



# Índice

	Pág.
<b>Capítulo 1 - Introdução</b>	1
1.1 - Enquadramento do tema	1
1.2 - Objectivos e justificação do tema proposto	4
1.3 - Organização da dissertação	5
<b>Capítulo 2 - Métodos de ensaio não destrutivos</b>	7
2.1 - Classificação	7
2.2 - Aplicações	8
2.3 - Planificação de um estudo de avaliação do betão	12
2.3.1 - Aspectos genéricos	12
2.3.2 - Escolha do(s) método(s) de ensaio não destrutivo(s)	14
2.3.2.1 - Ensaio não destrutivo para comparação qualitativa dos betões	15
2.3.2.2 - Ensaio não destrutivo para quantificação da resistência “in situ”	15
2.3.2.3 - Ensaio não destrutivo para avaliação da durabilidade	16
2.3.3 - Localização dos ensaios	16
2.3.4 - Número de ensaios	17
2.4 - Análise e obtenção de correlações com a resistência	18
2.4.1 - Generalidades	18
2.4.2 - Análise das correlações existentes	18
2.4.3 - Obtenção de novas correlações	19
2.4.3.1 - Correlações laboratoriais	19
2.4.3.2 - Correlações “in situ”	19
2.5 - Interpretação dos resultados	20
2.5.1 - Tratamento de dados	20
2.5.2 - Análise da variabilidade	21
2.5.2.1 - Variabilidade do próprio ensaio	21
2.5.2.2 - Variabilidade das propriedades do betão “in situ”	21
2.5.3 - Estimativa da resistência “in situ”	22
2.5.3.1 - Estimativa da resistência “in situ” para verificação da conformidade	22
2.5.3.2 - Estimativa da resistência “in situ” para efeitos de dimensionamento	23
<b>Capítulo 3 - Descrição do programa experimental</b>	25
3.1 - Introdução	25
3.2 - Produção e caracterização do BAC	25
3.2.1 - Metodologia adoptada	26
3.2.2 - Estudo da composição	28

3.2.2.1 - Características dos materiais	28
3.2.2.2 - Estudos da fase argamassa	32
3.2.2.3 - Estudo do betão auto-compactável	39
3.3 - Aplicação dos ensaios não destrutivos	48
3.3.1 - Ensaio de medição da dureza superficial	48
3.3.2 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons	52
3.3.3 - Ensaio de arranque	56
3.3.4 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão	61
<b>Capítulo 4 - Apresentação e discussão dos resultados experimentais</b>	<b>65</b>
4.1 - Introdução	65
4.2 - Ensaio de medição da dureza superficial	65
4.2.1 - Apresentação dos resultados	65
4.2.2 - Análise da variabilidade do ensaio	66
4.2.3 - Análise das correlações obtidas	68
4.2.4 - Discussão dos resultados obtidos	69
4.3 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons	72
4.3.1 - Apresentação dos resultados	72
4.3.2 Análise da variabilidade do ensaio	72
4.3.3 - Análise das correlações obtidas	75
4.3.4 - Discussão dos resultados obtidos	75
4.4 - Ensaio de arranque	78
4.4.1 - Apresentação dos resultados	78
4.4.2 - Análise da variabilidade dos ensaios	78
4.4.3 - Análise das correlações obtidas	80
4.4.4 - Discussão dos resultados obtidos	82
4.5 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão	82
4.5.1 - Apresentação dos resultados	82
4.5.2 - Análise da variabilidade	83
4.5.3 - Análise das correlações obtidas	85
4.5.4 - Discussão dos resultados obtidos	85
<b>Capítulo 5 - Conclusões e recomendações para trabalhos futuros</b>	<b>89</b>
5.1 - Introdução	89
5.2 - Conclusões	89
5.3 - Recomendações para trabalhos futuros	91
<b>Referências Bibliográficas</b>	<b>93</b>

<b>Anexos</b>	101
A.1 - Síntese do estudo da composição do BAC	101
A.2 - Resultados dos ensaios de medição da dureza superficial do betão	105
A.3 - Resultados dos ensaios de medição da velocidade de propagação de ultrasons no betão	109
A.4 - Resultados dos ensaios de arranque “Pull-out” (Lok-test)	113
A.5 - Resultado dos ensaios de avaliação de maturidade	115
A.6 - Resultados dos ensaios à compressão de carotes de betão	117



# Índice de Figuras

2.1	Etapas típicas de um programa de ensaios	13
3.1	Método geral proposto por Okamura e tal	26
3.2	Fluxograma para o estudo de composição de betões auto-compactáveis	27
3.3	Curva de referência dos agregados finos	30
3.4	Curva de referência dos agregados grossos	31
3.5	Relação entre $f_{cm,28}$ e a razão W/C tendo por base os valores efectivos	32
3.6	Relação $f_{Ad}$ vs w/c para famílias com CEM I 42.5R e cinzas volantes	33
3.7	Relação $V_p/V_s$ vs $V_w/V_p$ para famílias com CEM I 42.5R	33
3.8	Relação $V_w/V_p$ versus $S_p/p\%$ para famílias com CEM I 42.5R	34
3.9	Misturadora utilizada na produção das argamassas	34
3.10	Sequência de amassadura adoptada neste trabalho	35
3.11	Cone para o ensaio de espalhamento em argamassa	35
3.12	Cone do ensaio de espalhamento colocado sobre uma superfície lisa	36
3.13	Cone de espalhamento a ser preenchido de argamassa	36
3.14	Medição do diâmetro da argamassa segundo uma direcção	36
3.15	Enchimento do funil-v	37
3.16	Pormenor do escoamento da argamassa	38
3.17	Resultado dos parâmetros reológicos das três argamassas	38
3.18	Sequência de amassadura adoptada para betões	39
3.19	Misturadora utilizada para a amassadura do betão	40
3.20	Ensaio de espalhamento para o betão	40
3.21	Cone de espalhamento sobre superfície lisa e limpa	41

3.22	Momento em que se levantou o cone e o betão espalha-se sobre a superfície	41
3.23	Betão espalhado sobre a superfície lisa atingindo o seu diâmetro máximo	42
3.24	Medição do diâmetro do betão segundo uma direcção	42
3.25	Funil-v	43
3.26	Enchimento do funil-v até ao topo	43
3.27	Escoamento do betão	44
3.28	Caixa-L	45
3.29	Caixa-L totalmente cheia e com a superfície alisada	45
3.30	Escoamento do betão através das armaduras	46
3.31	Medição do parâmetro H1	46
3.32	Medição do parâmetro H2	46
3.33	Provetes cobertos por uma película de filme plástico	47
3.34	Provetes a serem descofrados	48
3.35	Esclerómetro de Schmidt do Tipo N	49
3.36	Execução do teste de aferição de um esclerómetro do Tipo N	50
3.37	Bigorna para execução do teste de aferição de um esclerómetro	50
3.38	Provete pronto a ensaiar	52
3.39	Ensaio de medição da dureza superficial	52
3.40	Esquema do aparelho de ultra-sons	53
3.41	Aparelho de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons	54
3.42	Operação de aferição do aparelho de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons.	55
3.43	Tipo de leituras em função da disposição dos transdutores	55
3.44	Esquema do ensaio de arranque	56
3.45	Tipos de roturas num ensaio Lok-test	57

3.46	Secção longitudinal da máquina hidráulica de tracção	58
3.47	Sonda utilizada no ensaio “Lok-test”	58
3.48	Acessórios do mecanismo de arranque do ensaio “Lok-test”	58
3.49	Vista das 5 sondas “Lok-test” num provete cúbico de 20 cm de aresta	59
3.50	Proвете a betonar com as sondas colocadas	59
3.51	Máquina hidráulica pronta a ensaiar	60
3.52	Final do ensaio após leitura	60
3.53	Disco arrancado totalmente	61
3.54	Fragmento de betão (tronco-cónicos) de todos os ensaios efectuados com o Lok-test	61
3.55	Medidor de maturidade “COMA-Meter”	62
3.56	Momento em que o tubo capilar é partido	62
3.57	Colocação do “COMA-Meter” na superfície de betão	63
3.58	Aspecto final após descofragem de um provete cúbico de 200 mm	63
4.1	Variação do desvio padrão em função do número de ressalto	67
4.2	Coeficiente de variação em função do número de ressalto médio	67
4.3	Coeficiente de variação do número de ressalto em função da resistência à compressão do betão	68
4.4	Número de ressalto versus resistência à compressão	68
4.5	Número de ressalto versus resistência à compressão - direcção vertical	69
4.6	Número de ressalto versus resistência à compressão - direcção horizontal	70
4.7	Número de ressalto versus resistência à compressão - direcção vertical	70
4.8	Número de ressalto versus resistência à compressão - direcção horizontal	71
4.9	Desvio padrão versus valor médio da velocidade dos ultra-sons	73
4.10	Coeficiente de variação versus valor médio da velocidade dos ultra-sons	73

4.11	Desvio padrão da velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	74
4.12	Coeficiente de variação da velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	74
4.13	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	75
4.14	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	76
4.15	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	76
4.16	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	77
4.17	Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão	77
4.18	Desvio padrão da força de arranque numa localização versus resistência	79
4.19	Coeficiente de variação da força de arranque em função da resistência	79
4.20	Força de arranque “Lok-test” versus resistência à compressão em cubos de 150 mm de aresta	80
4.21	Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão em cubos usando o ensaio de arranque “Lok-test”	81
4.22	Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência à compressão em cubos usando o ensaio de arranque, “Lok-test”	81
4.23	Desvio padrão versus valor médio do tempo medido com aplicação do COMA-meter	83
4.24	Coeficiente de variação versus valor médio do tempo medido com aplicação do COMA-meter	83
4.25	Desvio padrão versus resistência à compressão	84
4.26	Coeficiente de variação versus resistência à compressão	84
4.27	Valor médio da avaliação da maturidade versus resistência à compressão	85

## **ANEXOS**

A.1	Tentativas para acerto da argamassa de referência	101
-----	---	-----

# Índice de Quadros

2.1 -	Resumo dos principais métodos de ensaio não destrutivos	10
2.2 -	Número de leituras individuais válidas para diferentes métodos	18
2.3 -	Parâmetros medidos pelos ensaios e tratamento dos dados por localização	20
2.4 -	Coefficiente de variação típica de alguns ensaios	21
3.1 -	Curva de referência dos agregados finos	30
3.2 -	Curva de referência dos agregados grossos	31
4.1	Medição da dureza superficial	66
4.2	Ensaio ultra-sónico em provetes de betão cúbicos de aresta de 150 mm	72
4.3	Ensaio de arranque “Lok-test”	78
4.4	Ensaio de avaliação da maturidade do betão	82
4.5	Síntese de análise da variabilidade dos ensaios não destrutivos	86
<b>ANEXOS</b>		
A.1	Parâmetros reológicos para acerto da argamassa de referência	101
A.2	Composição da argamassa de referência (amassadura de 1,6 litros)	102
A.3	Composição do betão auto-compactável de referência (amassadura de 80 litros)	103
A.4	Registo da amassadura do betão	104
A.5	Ensaio de dureza superficial ao 1º dia	105
A.6	Ensaio de dureza superficial ao 2º dia	105
A.7	Ensaio de dureza superficial ao 3º dia	105
A.8	Ensaio de dureza superficial ao 7º dia	106
A.9	Ensaio de dureza superficial ao 14º dia	106
A.10	Ensaio de dureza superficial ao 28º dia	106
A.11	Ensaio de dureza superficial ao 94º dia	107
A.12	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 1º dia	109

A.13	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 2º dia	109
A.14	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 3º dia	109
A.15	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 7º dia	110
A.16	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 14º dia	110
A.17	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 28º dia	110
A.18	Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 94º dia	111
A.19	Ensaio de arranque “Pull-out” utilizando o sistema “Lok-test”	113
A.20	Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 1º dia	115
A.21	Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 2º dia	115
A.22	Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 3º dia	115
A.23	Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 7º dia	116
A.24	Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 10º dia	116
A.25	Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 14º dia	116
A.26	Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 17º dia	116
A.27	Ensaio à compressão em provetes de betão ao 1º dia	117
A.28	Ensaio à compressão em provetes de betão ao 2º dia	117
A.29	Ensaio à compressão em provetes de betão ao 3º dia	117
A.30	Ensaio à compressão em provetes de betão ao 7º dia	118
A.31	Ensaio à compressão em provetes de betão ao 14º dia	118
A.32	Ensaio à compressão em provetes de betão ao 28º dia	118
A.33	Ensaio à compressão em provetes de betão ao 94º dia	119

# Lista de siglas

ASTM - American Society for Testing and Materials.

BAC - Betão auto-compactável.

BS- British Standards.

BSI - British Standards Institution, London.

DECA - Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura.

ISO - International Organization for Standardization.

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (Portugal).

NP - Norma portuguesa.

UBI - Universidade da Beira Interior.



# Lista de Simbologia

$D_0$	Diâmetro inicial na base do cone no ensaio de espalhamento de argamassas e betões, expresso em mm
$D_m$	Diâmetro médio de espalhamento no ensaio de espalhamento de argamassas e betões, expresso em mm
$D_{m\acute{a}x.}$	Máxima dimensão do agregado mais grosso, expressa em mm
$f_{Ad.}$	Percentagem unitária da adição no volume absoluto do total de materiais finos da mistura ( $V_p$ ) (ou percentagem unitária de substituição do cimento pela adição)
$f_{cm,28}$	Valor médio da resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade, expresso em MPa
$f_{cv}$	Percentagem unit. de cinzas volantes no volume absoluto do total de finos ( $V_p$ )
$G_c -$	Área de espalhamento relativa
$G_m$	Área de espalhamento relativa no ensaio de espalhamento da argamassa
$H_1$	Altura do betão na coluna vertical da Caixa-L no final do ensaio e após cessar o movimento do betão, expressa em mm
$H_2$	Altura do betão na extremidade da Caixa-L no final do ensaio e após cessar o movimento do betão, expressa em mm
$H_2/H_1$	Razão entre a altura do betão na extremidade da Caixa-L ( $H_2$ ) e na coluna vertical ( $H_1$ ), no final do ensaio e após cessar o movimento do betão
$MF$	Módulo de finura
$MN$	Número de mistura que designa o produto do parâmetro ( $V_p/V_s$ ) pelo parâmetro ( $V_m/V_g$ )
$R_c$	Velocidade relativa de escoamento
$R_m$	Velocidade relativa de escoamento no ensaio de fluidez da argamassa, em $s^{-1}$
$Sp/p$	O mesmo que $Sp/p\%$
$Sp/p\%$	Razão percentual em massa entre as quantidades totais de superplastificante e de materiais finos na mistura
$t$	Tempo de escoamento no ensaio de fluidez de argamassas e betões, expresso em segundos
$V_{cv}$	Volume absoluto das cinzas volantes na mistura, em $m^3/m^3$
$V_g$	Volume absoluto do total de agregados grossos da mistura, em $m^3/m^3$

$V_m/V_g$	Razão em volume absoluto entre as quantidades de argamassa e de agregados grossos na mistura
$V_p$	Volume absoluto do total de material fino, em $m^3/m^3$
$V_p/V_s$	Razão em volume absoluto entre as quantidades totais de materiais finos e de agregados finos na mistura
$V_s$	Volume absoluto do total de agregados finos, em $m^3/m^3$
$V_{sp}$	Volume de superplastificante da mistura, em $m^3/m^3$
$V_{sp}/V_p$	Razão em volume absoluto entre as quantidades de superplastificante e de materiais finos na mistura
$V_v$	Volume de vazios da mistura, em $m^3/m^3$
$V_w$	Volume de água da mistura, em $m^3/m^3$
$V_w/V_p$	Razão em volume absoluto entre as quantidades totais de água e de materiais finos na mistura
$W$	Volume de água na mistura, em $l/m^3$
$W/C$	Razão em massa entre as quantidades de água e de cimento da mistura
$\Delta(S_p/p\%)$	Varição da razão ( $S_p/p\%$ ) face ao valor inicial calculado para a mistura
$\delta_i$	Massa volúmica do material $i$ , expressa em $kg/m^3$

# CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

## 1.1 - Enquadramento do tema

A globalização, o desenvolvimento tecnológico e as preocupações ambientais são hoje uma realidade. Assistimos a uma época onde os recursos naturais são cada vez mais escassos, onde a perda de poder de compra e as preocupações ecológicas se encontram cingidas, por isso as indústrias de construção portuguesa e mundial são inevitavelmente influenciadas pelas mesmas. Não obstante, o desenvolvimento no que diz respeito à mecanização dos meios de construção implica uma redução inevitável na mão-de-obra, pois os processos mecânicos executam com maior rapidez as construções, logo há um decréscimo no custo final da obra.

O betão auto-compactável (BAC) sobrevém da evolução, dos aspectos técnicos e económicos, bem como da preocupação com a durabilidade das estruturas.

No Japão, a partir de 1983, a redução da mão-de-obra especializada e a redução na qualidade da construção, fez com que a durabilidade das estruturas de betão fosse questionada [39]. Daí a necessidade de um novo tipo de betão. Foi o Professor Hajime Okamura, em 1986, quem propôs o novo tipo de betão, hoje denominado betão auto-compactável [39]. Este tipo de betão, como o próprio nome indica, tem a capacidade de se auto-compactar, ou seja, dispensa a mão-de-obra na sua compactação, para além de assegurar a durabilidade das estruturas de betão. Este caracteriza-se ainda por ser homogéneo, conferindo às estruturas uma qualidade no mínimo equivalente às estruturas de betão convencional vibrado [18].

Actualmente, o interesse da indústria portuguesa relativamente ao BAC tem vindo a aumentar [14], nomeadamente no que diz respeito às vantagens técnicas que esta nova tecnologia consagra. No entanto, o preço do betão auto-compactável ainda não é competitivo, pelo que é necessária uma optimização técnico-económica das misturas para que haja uma redução de custo [49].

Como já foi referido, um dos estandartes do BAC é nada mais, nada menos do que a durabilidade, resistência, e maior rapidez na execução das estruturas. Todavia, este tipo de betão oferece outro tipo de vantagens, tais como melhoria dos acabamentos nas peças de betão graças aos constituintes do mesmo, redução de mão-de-obra nos trabalhos de betonagem, maior facilidade de colocação em zonas de acesso restrito, desenvolvendo desta forma melhores condições de trabalho que podem ser apelativas aos jovens operários, e ainda por proporcionar mais liberdade no que diz respeito à concepção estrutural e artística do betão [14].

O BAC, apesar das vantagens anteriormente mencionadas, continua a sofrer alguma resistência em Portugal, por parte dos construtores. O Betão auto-compactável continua a ser encarado como um betão especial a ser usado em situações extraordinárias, e não como um betão corrente [34]. Para isso também contribui o facto de este ser um betão cuja concepção é

difícil de controlar, pois é necessário um equilíbrio entre as suas propriedades, que dependem de diversos mecanismos. A falta de divulgação e implementação da técnica na indústria da construção, contribuiu também para esse estigma [34].

O “método de Okamura” ou “método geral” representou um passo significativo para a tecnologia do betão. Este método foi direccionado para os betões onde a viscosidade apropriada é conseguida mediante a utilização de uma elevada dosagem de materiais finos. Este método permite dosear os componentes do betão de modo a obter a auto-compactabilidade necessária.

A tentativa de optimização das misturas, tendo como objectivo a redução da dosagem de materiais finos e a subsequente redução de custos na produção de BAC, está explícita em muitos trabalhos de investigação, desenvolvidos desde o aparecimento do método geral.

Em Portugal, e mais recentemente, Nepomuceno [34] apresentou uma nova metodologia para o estudo dos betões auto-compactáveis, tendo como ponto de partida o já citado método geral proposto por Okamura et al. Em conformidade com outras metodologias, esta permitiu optimizar a composição dos betões auto-compactáveis, estabelecendo relações entre a resistência à compressão, a auto-compactabilidade (testada pelos ensaios de espalhamento, de fluidez e da caixa-L) e os parâmetros de cálculo da mistura. Esta nova metodologia oferece a vantagem de permitir conciliar a resistência necessária com as propriedades reológicas adequadas.

Muitas das propriedades do betão podem ser apuradas através de ensaios, sendo a resistência à compressão o critério utilizado mais frequente em obras correntes para avaliar a qualidade do betão endurecido. Normalmente é avaliada a resistência à compressão do betão de uma estrutura, com base no ensaio à compressão aos 28 dias de idade de um conjunto de provetes padrão do mesmo betão e curados de forma normalizada [16, 21, 20, 36,45].

Os resultados dos ensaios à compressão de provetes sujeitos a cura normalizada, com idades curtas, não representam quantitativamente a capacidade de carga do mesmo betão “in situ”, e aos 28 dias de idade apenas fornecerão um valor da sua resistência potencial. Estas diferenças devem-se especialmente à forma como se coloca o betão, às diferenças nas condições de cura, humidade e temperatura e aos efeitos da não homogeneidade da mistura, segregação e exsudação.

É extremamente importante o conhecimento do valor da resistência do betão “in situ” para se estimar a altura adequada para a remoção de cofragens, para o manuseamento e transporte dos elementos pré-fabricados, aplicação de pré-esforço e em muitas outras situações idênticas. Os métodos e técnicas de ensaio hoje disponíveis para avaliar a resistência “in situ” variam significativamente em termos do grau de destruição que é aplicado ao elemento em estudo, rapidez de execução, precisão e disponibilidade imediata de resultados, bem como os custos.

De acordo com vários estudos, o método que melhor quantifica a tensão de rotura à compressão, “in situ” é o ensaio de carotes extraídos do próprio betão, sendo este um dos ensaios mais destrutivos para a estrutura. Os resultados obtidos em carotes também poderão

ser convertidos em resistência equivalente à compressão de provetes cúbicos. Também poderão ser alcançados resultados próximos daqueles obtidos em carotes usando provetes padrão, selados de forma a impedir a entrada e saída de água e submetidos a uma cura sob temperatura controlada, reproduzindo as condições no interior do betão. Os trabalhos de Price e Hynes [47] confirmaram que quando os provetes padrão são selados e submetidos a cura sob temperatura controlada comparam-se bem com os resultados da resistência equivalente obtida por ensaio de carotes. Por outro lado, quando os provetes são curados em condições normalizadas, ficam aquém da resistência “in situ”.

Os ensaios não destrutivos podem ser usados para estimar o valor da resistência à compressão “in situ”. Contudo, estes não fornecem leituras quantitativas directas desta propriedade, sendo necessário recorrer a correlações empíricas. Estas correlações inserem incertezas na estimativa da resistência, o que demonstra um dos grandes problemas e desvantagens destes ensaios comparativamente com os métodos de extracção de carotes. No entanto, a precisão das estimativas melhora significativamente quando baseadas em correlações adequadas, o que poderá vencer este inconveniente.

Os ensaios não destrutivos têm como vantagens a disponibilidade imediata de resultados, maior rapidez de execução, nenhuns ou quase nenhuns danos para a estrutura ou elemento em ensaio e menores custos. Estas mesmas vantagens permitem que os ensaios sejam mais amplos e que a sua análise seja mais abrangente.

É de salientar que os ensaios não destrutivos não se concentram apenas na estimativa da resistência, mas possuem também um amplo leque de aplicações, onde se incluem parâmetros como a dureza superficial, densidade do material, maturidade, absorção superficial, módulo de elasticidade dinâmico, teor de humidade, fendilhação interna, diferenças de temperatura superficiais, risco de corrosão, permeabilidade superficial, medição do recobrimento e a localização de armaduras. Sendo estes a variedade de parâmetros existentes para podermos avaliar a qualidade da construção e a integridade da estrutura [6].

Os ensaios não destrutivos têm sofrido alguns avanços significativos desde os anos sessenta, nomeadamente nas técnicas, equipamentos e métodos de aplicação. Os equipamentos de ensaio variam desde os mais simples, portáteis, económicos até aos mais complexos, altamente especializados e dispendiosos. Inicialmente foram aplicados em betões de resistência normal e posteriormente alguns destes equipamentos foram adaptados para aplicações em betões da gama de alta resistência.

Nesta dissertação optou-se por recorrer a normas estrangeiras visto a normalização nacional portuguesa referente à aplicação de métodos de ensaio não destrutivos ser escassa. As normas estrangeiras utilizadas foram: as emitidas pela BSI (British Standards Institution) e pela ASTM (American Society for Testing and Materials). Esta normalização é muito idêntica, porém poderá apresentar pequenas variações de procedimentos.

A norma britânica BS 1881: Part 201 [6] descreve de forma geral os vários métodos de ensaio, limitações, vantagens e principais aplicações. De um modo geral define o que se entende por ensaios não destrutivos. Na prática, alguns destes ensaios podem causar pequenos

danos superficiais, podendo ser designados de ensaios parcialmente destrutivos ou “Ensaio Próximos da Superfície”. No entanto, todos os ensaios que não prejudiquem a estrutura ou o elemento sob investigação são considerados pela norma como métodos de ensaios não destrutivos. Por conseguinte, os métodos de ensaios não destrutivos podem ser inseridos em dois grupos distintos: ensaios que não causam danos superficiais ou ensaios que causam alguns danos superficiais.

Os ensaios que não causam danos superficiais e que são tratados neste trabalho incluem: o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons (descritos na BS 1881: Part 203 [9] e ASTM C597 - 83 [3]) e o ensaio de medição da dureza superficial (descrito na BS 1881: Part 202 [10] e ASTM C805 - 85 [4]). Outro ensaio seleccionado, susceptível de causar algum dano superficial e correntemente designado de ensaio parcialmente destrutivo ou “Ensaio Próximos da Superfície”, foi o ensaio de arranque (descrito na BS 1881: Part 207 [8] e ASTM C900 - 87 [5]).

De acordo com o objectivo proposto para este trabalho, que é testar a aplicação dos ensaios não destrutivos em betões auto-compactáveis, houve a necessidade de seleccionar alguns dos muitos ensaios não destrutivos actualmente disponíveis. A selecção foi feita com base no equipamento que a Universidade da Beira Interior tinha disponível, e por serem os mais universalmente conhecidos, fáceis de aplicar e económicos.

## **1.2 - Objectivos e justificação do tema proposto**

O trabalho que aqui se expõe visa a concretização de dois objectivos essenciais, que devem complementar-se.

Em primeiro lugar, pretende-se apresentar uma revisão bibliográfica, reflectindo, tanto quanto possível, o estado actual do conhecimento acerca dos principais métodos de ensaio não destrutivos em betão e em especial no betão auto-compactável.

Em segundo lugar, pretende-se verificar se a especificidade dos betões auto-compactáveis, nomeadamente a elevada dosagem de materiais finos e a menor dimensão dos agregados grossos, são susceptíveis de introduzir alterações nas correlações de âmbito geral já estudadas e aceites para o betão corrente vibrado.

A abordagem proposta justifica-se inteiramente pelo interesse que o tema tem originado, nomeadamente no que concerne ao controle de qualidade do betão em obra, na monitorização de estruturas em betão e como suporte na decisão de análises críticas, tais como aquelas descritas na introdução deste trabalho.

O conhecimento actual sobre muitos dos aspectos práticos dos ensaios não destrutivos permite que a sua aplicação seja hoje encarada com menor descrença. Porém, parece evidente que o usufruto das vantagens que a utilização destes métodos de ensaio oferece, só será possível caso haja um conhecimento profundo das suas potencialidades, da sua fiabilidade, exactidão, e principalmente dos factores que afectam as correlações com a resistência.

Com o presente trabalho pretende-se precisamente indagar sobre a forma como essas correlações podem ser afectadas em consequência da especificidade da composição dos betões auto-compactáveis.

### **1.3 - Organização da dissertação**

A estrutura da presente dissertação encontra-se dividida em três partes: pré-textual, textual e referencial.

A primeira parte, a pré-textual, é constituída pela dedicatória, agradecimentos, resumo analítico, índice geral, índice de figuras, índice de quadros, listagem de siglas e da simbologia.

A segunda parte, a textual é constituída por cinco capítulos, cujo conteúdo se descreve da seguinte forma:

No Capítulo 1 encontra-se a introdução, nesta são apresentados três Subcapítulos, enquadramento do tema, os objectivos e justificação do tema e é descrita a organização da dissertação.

O Capítulo 2 é dedicado à revisão bibliográfica acerca dos métodos de ensaio não destrutivos, onde é apresentada uma listagem de ensaios actualmente disponíveis, classificação, principais aplicações, planificação de um estudo de avaliação do betão, análise e obtenção de correlações bem como a interpretação dos resultados.

No Capítulo 3 é efectuada a descrição detalhada do programa experimental.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos na campanha experimental, comparando-os, sempre que possível, com estudos de referência observados na bibliografia consultada.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões finais e as recomendações para trabalhos futuros.

A terceira e última parte, a referencial, é constituída pelos anexos numerados de A.1 até A.6 bem como as referências bibliográficas. O anexo A.1 apresenta uma síntese do estudo da composição dos betões auto-compactáveis. Do anexo A.2 até ao anexo A.6 são apresentados os resultados obtidos referentes aos ensaios não destrutivos.



# CAPÍTULO 2 - MÉTODOS DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS

## 2.1 - Classificação

Os ensaios não destrutivos são conduzidos especificamente para betões no estado endurecido e representam um conjunto de ensaios vulgarmente utilizados na tecnologia do betão.

Tal como é referido na norma NPENV206 [36] e como é sugerido pelos autores Bungey e Millard [21], os ensaios do betão endurecido podem ser inseridos em três categorias distintas:

i) Ensaios de conformidade, isto é, verificar a sua conformidade de acordo com as suas especificações, efectuados por, ou para, o dono de obra de acordo com um plano de amostragem previamente acordada;

ii) Ensaios de controle, de modo a indicar os ajustamentos necessários à garantia de um material aceitável, normalmente realizados pelo produtor de betão ou pelo empreiteiro;

iii) Ensaios suplementares ou secundários realizados em provetes (carotes) extraídos da estrutura ou na própria estrutura. Estes podem ser realizados quando existem dúvidas em relação à validade dos ensaios anteriormente descritos (ensaios de controle e conformidade), ou também quando não é apropriado fazer os ensaios anteriores, por exemplo, numa estrutura antiga.

Todos aqueles ensaios que não foram previamente planeados e a monitorização a longo prazo encontram-se cingidos por esta categoria. A este respeito a NPENV206 [36] refere na sua Cláusula 11.3.2. - “Critérios de conformidade” o seguinte: «Se os resultados dos ensaios dos provetes moldados não satisfizerem as exigências de conformidade ou não estiverem disponíveis, ou se os defeitos de execução ou a influência de condições meteorológicas extremas (p. ex., gelo) originarem dúvidas quanto à resistência, durabilidade e segurança da estrutura, podem exigir-se ensaios suplementares em carotes retiradas da estrutura, de acordo com a ISO 7034, ou uma combinação de ensaios em carotes e ensaios não destrutivos na estrutura, p. ex., de acordo com a ISO 8045, a ISO 8046 ou a ISO 8047.»

Por seu turno, os ensaios secundários ou suplementares subdividem-se em dois grupos [7]:

i ) Ensaios não destrutivos.

Normalmente, os ensaios não destrutivos são denominados como não sendo nefastos para o desempenho do elemento ensaiado e quando aplicados ao betão consideram-se abrangidos os métodos que causam danos superficiais perfeitamente localizados. Estes últimos são designados por parcialmente destrutivos - a normalização britânica classifica-os como “ensaios próximos da superfície” [8]. Todos os ensaios não destrutivos podem ser realizados

directamente “in situ” na estrutura, sem necessidade de remover amostras (carotes). Todavia, a remoção dos materiais de acabamento superficiais será provavelmente necessária;

ii ) Métodos que requerem a extracção de amostras.

A amostra retirada dos elementos em betão ou betão armado é normalmente constituída por carotes, que podem ser empregues em laboratório, ora para ensaios de resistência ou outros ensaios físicos, ora para uma análise visual, química ou petrográfica. Alguns dos ensaios químicos podem ser efectuados em pequenas amostras pulverizadas retiradas da estrutura, que causam danos menores.

## 2.2 - Aplicações

Os ensaios não destrutivos podem ser aplicados em estruturas recentes ou antigas. As aplicações principais em estruturas recentes serão presumivelmente o controle de qualidade ou o esclarecimento de dúvidas sobre a qualidade dos materiais ou da construção. Nas estruturas antigas, os ensaios surgem comumente associados com o acesso à integridade da estrutura ou sua adequação [6].

**Utilidade dos ensaios não destrutivos [6, 7, 8]:**

1. Controle de qualidade de elementos da construção ou pré-fabricados “in situ”;
2. Esclarecimento de dúvidas sobre o material fornecido, caso haja suspeitas da sua não conformidade com as especificações;
3. Avaliação da qualidade do betão, através da detecção de irregularidades relacionadas com a própria composição do betão ou com os trabalhos de compactação, colocação e cura;
4. Monitorização do desenvolvimento da resistência, para determinar a altura adequada para proceder à remoção de cofragens, fim de operações de cura, aplicação de pré-esforço, aplicação de cargas ou fins semelhantes;
5. Localização e determinação da extensão da fendilhação, vazios e efeitos similares no interior do betão de uma estrutura;
6. Determinação das condições das armaduras;
7. Determinação da uniformidade do betão;
8. Aumenta o nível de confiança de um pequeno número de ensaios destrutivos;
9. Determinação da extensão da variabilidade do betão de forma a identificar os locais de extracção de amostras representativas da qualidade a ser avaliada;
10. Localizar as zonas do betão suspeitas de deterioração;
11. Determinação da durabilidade potencial do betão;
12. Monitorização de mudanças a longo prazo nas propriedades do betão;

13. Verificação da qualidade dos trabalhos de reparação, quando a aderência entre a base e o material de reparação tem que ser determinada.

As normas britânicas consideram uma lista de ensaios não destrutivos como sendo os mais apropriados para diferentes situações, tal como é apresentado no Quadro 2.1 [6].

**Quadro 2.1 – Resumo dos principais métodos de ensaio não destrutivos [16]**

Métodos	Propriedade principal directamente medida pelo ensaio.	Aplicação principal	Aplicações gerais					Danos superficiais	Tipo de equipamentos
			Controle de qualidade.	Investigação da qualidade dos trabalhos	Controle da remoção de cofragens, aplicação de pré-esforço ou aplicação de cargas.	Comparação da qualidade do betão nas estruturas.	Investigação da durabilidade potencial.		
Ensaio de arranque (Pull-out test; tipo Lok-test)	Relacionada com a resistência.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X			Moderados / pequenos	Mecânico
Ensaio de arranque (Pull-out test; tipo Capo-test)	Relacionada com a resistência.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X	X		Moderados / pequenos	Mecânico
Fractura interna (internal fracture)	Relacionada com a resistência.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X	X		Moderados / pequenos	Mecânico
Ensaio de tracção por flexão (break-off test)	Resistência à tracção por flexão.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X			Substancial / moderado	Mecânico
Ensaio de tracção directa (Pull-off test)	Tensão de tracção directa.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X	X		Moderados / pequenos	Mecânico
Resistência à penetração	Relacionada com a resistência.	Estimativa da resistência "in situ".	X		X	X		Moderados / pequenos	Mecânico
Dureza superficial	Dureza superficial	Exame comparativo	X		X	X	X	Muito pequeno	Mecânico
Ensaio de argamassa (Screed test)	Profundidade da superfície	Controle de qualidade de argamassas	X			X	X	Pequeno	Mecânico
Resposta dinâmica	Resposta dinâmica	Integridade de estacas e pilares	X	X		X		Nenhum	Mecânico / electrónico
Velocidade de propagação de ultra-sons	Módulo de elasticidade	Exame comparativo	X	X		X	X	Nenhum	Electrónico
Emissão acústica	Fenómeno interno	Monitorização dos ensaios de carga		X			X	Nenhum	Electrónico
Medição electromagnética do recobrimento	Presença de aço no interior do betão.	Localização de armaduras	X	X			X	Nenhum	Electro-magnético

**Quadro 2.1 – Resumo dos principais métodos de ensaio não destrutivos [16] (continuação)**

Métodos	Principal propriedade medida.	Aplicação principal	Aplicações gerais						Danos superficiais	Tipo de equipamentos
			Controle de qualidade.	Investigação da qualidade dos trabalhos	Controle da remoção de cofragens, aplicação de pré-esforço ou aplicação de cargas.	Comparação da qualidade do betão nas estruturas.	Investigação da durabilidade potencial.	Investigação de danos por fogo, frio, ataques químicos ou situações similares.		
Radar	Interfaces internas	Localização de vazios ou armaduras		X		X			Nenhum	Electrónico
Radiografia	Densidade relativa	Localização de vazios ou armaduras		X				X	Nenhum	Gerador ou Fonte radiactiva
Radiometria	Densidade	Controle de qualidade	X				X		Nenhum	Gerador ou Fonte radiactiva
Medição neutrónica da humidade	Teor de humidade	Comparação de teores de humidade				X			Nenhum	Nuclear
Profundidade de carbonatação	Alcalimidade do betão	Exame de durabilidade				X		X	Moderado / nenhum	Químico
Absorção superficial inicial	Absorção superficial	Permeabilidade de superficial					X		Pequeno	Hidráulico
Permeabilidade da superfície	Permeabilidade de superficial	Permeabilidade de superficial						X	Pequeno	Hidráulico
Medição da resistividade	Resistividade	Exame de durabilidade					X		Pequeno	Eléctrico
Medição com o potencial de meia-célula.	Potencial de eléctrodo da armadura.	Risco de corrosão das armaduras.						X	Muito pequeno	Eléctro-químico
Medição de extensões.	Mudanças na extensão.	Monitorização de movimentos da estrutura		X			X		Pequenos	Ópticos, mecânicos ou electrónicos
Termografia	Diferenças de temperatura superficiais.	Integridade estrutural e localiza/ vazios.						X	Nenhum	Deteção por radiação infravermelha
Medição da maturidade	Maturidade	Monitorização da resistência "in situ"							Pequeno	Termo-sensí/ química ou electrónica
Frequência de ressonância.	Módulo de elasticidade dinâmico	Controle de qualidade	X						Nenhum	Electrónico

## 2.3 - Planificação de um estudo de avaliação do betão

### 2.3.1 - Aspectos genéricos

A planificação de uma avaliação de uma estrutura implica a definição do programa de ensaios, tendo sempre presentes os objectivos a alcançar bem como as condições específicas da estrutura. É muito importante criar um programa de ensaios bem estruturado e com interpretações progressivas dos resultados, de forma a alcançar conclusões relevantes e fundamentadas [7].

É necessário ter em conta as seguintes considerações de forma a obter um programa de ensaios:

1. Deve possuir-se toda a informação referente ao leque de ensaios disponíveis capazes de alcançar os objectivos propostos, existência de correlações adequadas com a propriedade desejada, adequabilidade às condições na estrutura em estudo bem como a fiabilidade dos resultados e ter conhecimento das normas referentes aos ensaios não destrutivos.

2. Conhecer as limitações de cada equipamento de ensaio e verificar a calibração dos aparelhos frequentemente.

3. Inspeccionar as condições de aplicação dos ensaios “in situ” de modo a elaborar um plano de ensaios.

4. Ter conhecimento da localização geográfica, condições climáticas, acessibilidades e condições de segurança. Neste ponto poderá ser analisado os custos económicos previstos o que será com certeza uma das condicionantes do programa de ensaios.

Bungey e Millard [7] definiram um programa de ensaios geral, onde encontramos as várias etapas típicas envolvidas no processo, sob a forma de um fluxograma, representado na Figura 2.1.

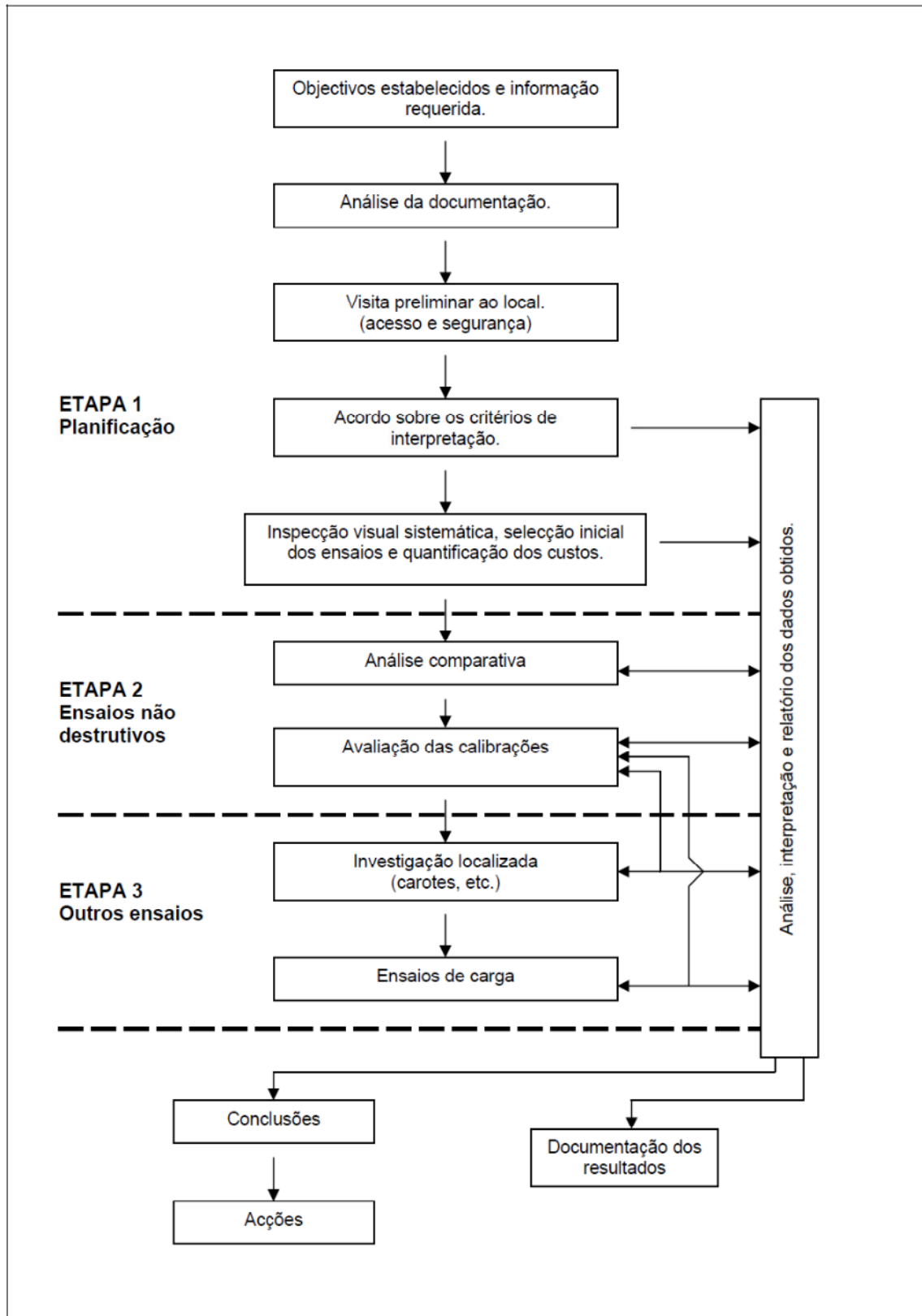


Figura 2.1 - Etapas típicas de um programa de ensaios [7]

### 2.3.2 - Escolha do(s) método(s) de ensaio não destrutivo(s)

A primeira etapa para uma sequência lógica do processo de selecção de um ou mais métodos de ensaio é a definição dos objectivos de investigação. No ponto 2.2, Quadro 2.1 foi apresentado um vasto conjunto de opções de métodos de ensaio não destrutivos no sentido de facilitar esta primeira etapa.

A solicitação da análise de uma estrutura pode ser feita por diferentes razões ou com diferentes objectivos, dos quais se referem os principais:

1. Avaliar o grau de deterioração de uma estrutura bem como os efeitos na sua durabilidade;
2. Verificar a qualidade dos trabalhos de construção por comparação de zonas diferentes de um mesmo elemento;
3. Estimar o valor da resistência do betão “in situ” para a verificação da conformidade do betão em relação às especificações do projecto.

Cada um destes pontos anteriores abre um conjunto de opções possíveis em relação aos métodos de ensaio, sendo necessário ter em conta os factores e as condicionantes. Os métodos mais económicos, mais rápidos de executar e menos destrutivos são aqueles cujas correlações com a resistência “in situ” são, infelizmente, consideradas menos fiáveis. Por este factor são utilizados muitas vezes ensaios que apesar de causarem alguns danos à estrutura apresentam uma menor margem de erro, possuindo correlações mais fiáveis.

As potencialidades dos métodos da velocidade de propagação de ultra-sons e da medição da dureza superficial são enormes quando utilizados correctamente e não podem ser avaliados apenas pela precisão das suas correlações. Por vezes a utilização da combinação de dois ou mais métodos de ensaio é necessário e muito útil. Ao gerir as potencialidades de cada método poderemos ter grandes vantagens, tais como, maior fiabilidade dos resultados, menores custos e danos para a superfície do betão e maior rapidez de execução. Existem, em geral, duas formas distintas de combinar as técnicas de ensaio: a utilização de um método preliminar a outro ou a utilização de dois ou mais métodos de ensaio em simultâneo.

A aplicação de um método não destrutivo preliminar a outro poderá ser conveniente quando:

- É necessário localizar as armaduras previamente ao uso de outro método não destrutivo;
- É necessário obter valores em relação à uniformidade do betão de modo a permitir comparar preliminarmente ao uso de outro método não destrutivo;
- É necessário saber a altura indicada para aplicar outro ensaio não destrutivo, utilizando por exemplo o método de maturidade como ensaio preliminar.

A aplicação de dois ou mais métodos de ensaio não destrutivos em simultâneo é mais corrente nas seguintes situações:

- Em correlações onde sejam combinados dois ou mais métodos;
- Para confirmar o grau de qualidade já determinado por outro método.

### **2.3.2.1 - Ensaios não destrutivos para comparação qualitativa dos betões**

Os métodos de ensaios não destrutivos não causam danos significativos nas superfícies de ensaio, em geral são rápidos de executar e permitem uma inspecção de grandes áreas. O ensaio de medição da dureza superficial e o ensaio da velocidade da propagação de ultra-sons são os mais utilizados para esse efeito [7].

Em relação ao ensaio de medição da dureza superficial, ele pode ser usado em qualquer superfície moldada, é útil na localização de zonas críticas em termos de resistência, avalia somente a dureza superficial e é mais inconstante do que o ensaio da velocidade da propagação de ultra-sons.

No que concerne ao ensaio da velocidade da propagação de ultra-sons, ele deve ser usado preferencialmente quando existem duas faces opostas acessíveis, sendo muito útil na verificação da uniformidade dos betões, constituindo mesmo um dos poucos métodos capazes de verificar a integridade da massa interior do betão, localizar fendas, zonas com vazios e outros defeitos idênticos.

A correlação entre as grandezas medidas por estes ensaios acima referidos e a resistência à compressão “in situ” é praticável. No entanto, tais correlações apresentam elevada variabilidade e dependência de um grande número de factores. Por este motivo, estes ensaios são normalmente recomendados apenas para a localização de zonas críticas de resistência e para a avaliação da uniformidade dos betões.

### **2.3.2.2 - Ensaios não destrutivos para a quantificação da resistência “in situ”**

Podem ser usadas duas metodologias distintas nas situações em que não é possível estabelecer uma comparação com outros elementos idênticos da mesma estrutura, nomeadamente, utilizando de forma isolada um método de ensaio ou combinando dois ou mais métodos.

A utilização isolada de um método de ensaio não destrutivo para a estimativa da resistência “in situ” pressupõe que existam correlações válidas entre o resultado dos ensaios não destrutivos e a resistência da massa interior do betão. Geralmente nestes casos os ensaios utilizados são os parcialmente destrutivos ou próximos da superfície, destacando-se o ensaio de arranque, que faz parte do conjunto de ensaios discutidos nos capítulos seguintes do presente trabalho. Os ensaios de arranque são mais adequados para pequenos elementos e são muito úteis para medições directas “in situ” do desenvolvimento da resistência em idades curtas [7]. Estes ensaios permitem estimar com maior precisão a resistência “in situ”, medindo grandezas que se relacionam directamente com a resistência à compressão. Os ensaios parcialmente destrutivos ou próximos da superfície necessitam apenas de uma face do betão disponível, contudo podem prejudicar a aparência da superfície do betão, causando alguns danos superficiais. Estes, são particularmente indicados e recomendados pelas normas britânicas [6, 8], quando o objectivo principal da investigação é estimar a resistência “in situ”.

Quando se recorre à combinação de dois ou mais métodos de ensaio não destrutivos, poderá ser necessário criar um mapeamento prévio da estrutura de forma a detectar as zonas críticas. Este procedimento resulta normalmente numa análise mais precisa, mais rápida, menos destrutiva e mais económica. Os ensaios de medição da velocidade de propagação de ultra-sons e de medição da dureza superficial, numa primeira fase, seriam utilizados de forma mais abrangente para localizar zonas críticas na estrutura, sem necessidade de converter os resultados dos ensaios para valores da resistência. Nas zonas críticas localizadas na primeira fase seriam então aplicados os ensaios parcialmente destrutivos ou próximos da superfície para estimar a resistência à compressão “in situ”, reduzindo assim as áreas danificadas na superfície de betão.

### **2.3.2.3 - Ensaios não destrutivos para avaliação da durabilidade**

O risco de corrosão das armaduras de uma estrutura poderá estar relacionado com a perda de passividade provocada pelo ambiente alcalino que as rodeia e consequentemente pela alta concentração de cloretos. Os ensaios iniciais incluem a medição da profundidade de recobrimento, profundidade de carbonatação e concentração de cloretos. Para uma inspecção mais vasta de maiores áreas, os ensaios iniciais podem ser seguidos por ensaios mais complexos, tais como, o ensaio de resistividade e o ensaio do potencial de meia célula [7]. Podem ser utilizadas análises químicas ou petrográficas se for verificado que a carbonatação excessiva é a causa da deterioração e ainda os ensaios de absorção para identificar as causas.

A humidade e a facilidade com que o dióxido de carbono da atmosfera passa através da superfície do betão são causas de deterioração da estrutura. Os ensaios de permeabilidade e de absorção de água da superfície são importantes em relação à corrosão. Assim as medições da permeabilidade, do teor de humidade e da absorção de água podem tornar-se muito úteis.

### **2.3.3 - Localização dos ensaios**

A localização dos ensaios nos elementos de betão em estudo poderá ser feita de acordo com as normas britânicas [6] e dependerá dos objectivos da investigação. Os principais factores a observar são: as variações das propriedades do betão ao longo da profundidade do elemento ou da estrutura, a presença de carbonatação da superfície ou de defeitos locais, a profundidade abaixo da superfície da zona onde os resultados se aplicam e a posição em relação ao elemento ou estrutura.

As variações das propriedades do betão ao longo da profundidade do elemento ou da estrutura acontecem devido aos seguintes factores: ao efeito parede, a uma cura e/ou compactação deficiente e aos fenómenos associados à instabilidade da mistura, isto é, segregação e exsudação.

A presença de carbonatação da superfície ou de defeitos locais podem ser contornados quando visíveis e em número reduzido. A carbonatação da superfície constitui um efeito de diferenciação das propriedades do betão e pode chegar a atingir dois a três centímetros de profundidade. Os seus efeitos poderão ser desprezados em betões com idade inferior a três meses.

A profundidade abaixo da superfície onde o resultado se aplica varia com o ensaio seleccionado. Por exemplo, o ensaio de dureza superficial avalia uma camada superficial que não ultrapassa os três centímetros de profundidade, enquanto o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons avalia toda a secção do elemento ou da estrutura. Os ensaios próximos da superfície conseguem avaliar profundidades até 7,5 cm abaixo da superfície.

O posicionamento do local de ensaio no elemento ou na estrutura é o factor que mais condiciona a opção pela localização dos ensaios. A variabilidade do betão “in situ” pode dever-se à não uniformidade do material aplicado, diferenças na cura e compactação. Os efeitos da compactação e cura estão relacionados com o tipo de elemento e a localização no seu interior e dependem parcialmente das técnicas de construção.

As normas britânicas [6] definem a localização dos ensaios como uma região do betão em estudo e assume para efeitos práticos uma qualidade uniforme. Todavia o betão é um material heterogéneo devido à distribuição irregular dos seus constituintes.

#### **2.3.4 - Número de ensaios**

O número de ensaios mínimo aceitável para a estimativa resistência “in situ” varia com o tipo de ensaio e condições da estrutura. Algumas normas, nomeadamente as britânicas, especificam o número mínimo de leituras que são necessárias para cada método de ensaio. Não obstante, o número de localizações fundamentais para classificar o betão terá que ser estudado e reflectido em função dos objectivos do ensaio, bem como, a variabilidade do betão “in situ”, os custos e os danos envolvidos. Qualquer leitura no betão que seja efectuada isoladamente poderá se diferenciar do valor correcto. Estatisticamente, quanto maior o número de leituras efectuadas maior a assertividade em relação ao seu valor médio.

Para cada método de ensaio existe um número mínimo de leituras necessárias para representar com um determinado grau de certeza o valor médio da grandeza.

No Quadro 2.2 é apresentado o número de leituras individuais mínimas que podem ser consideradas equivalentes a um resultado singular obtido numa determinada localização.

Quadro 2.2 - Número de leituras individuais válidas para diferentes métodos [7,8,9,10,11]

Métodos de ensaio	Número de leituras individuais válidas recomendadas para uma localização.
Carotes padrão	3
Carotes pequenos	9
Dureza superficial	12
Velocidade de ultra-sons	1
Fractura interna	6
Resistência à penetração	3
Ensaio de arranque	4
Ensaio de tracção directa	6
Ensaio de tracção por flexão	5

## 2.4 - Análise e obtenção de correlações com a resistência

### 2.4.1 - Generalidades

A aplicação mais requerida nos ensaios não destrutivos é a estimativa da resistência “in situ”, sendo esta efectuada com recurso a correlações empíricas. Será relativamente improvável que correlações “padrão” de aplicação geral sejam adequadas para todas as circunstâncias da investigação. Deste modo, o mais adequado é desenvolver correlações apropriadas às condições particulares de cada estrutura sob investigação.

### 2.4.2 - Análise das correlações existentes

Existem muitas correlações entre a resistência e a grandeza medida pelo ensaio não destrutivo em livros da especialidade, em imensos artigos científicos e em documentação fornecida pelos fabricantes dos aparelhos. A precisão da correlação é um factor interno ao próprio método, pelo que se deve observar atentamente a capacidade desta reproduzir uma determinada situação verificada “in situ”. Antes de se aplicar uma correlação deve-se verificar se as condições “in situ” são idênticas àquelas que se verificam na obtenção das correlações.

De seguida são descritos alguns dos factores que afectam as correlações com a resistência “in situ”:

- Diferenças nas condições de humidade e na composição do betão;
- O procedimento utilizado, isto é, procedimentos diferentes poderão levar a resultados diferentes;
- Influência da idade do betão e o seu tipo de cura;
- Massa do provete de ensaio ou da estrutura “in situ”;

### **2.4.3 - Obtenção de novas correlações**

O objectivo é produzir correlações ajustadas a determinadas especificidades de uma estrutura ou elemento sob investigação. Tais especificidades poderão ser reproduzidas em laboratório e as correlações obtidas dessa forma serão adiante denominadas por correlações laboratoriais. Em determinadas situações, as correlações poderão ser obtidas directamente “in situ” através da comparação com a resistência equivalente em provetes cúbicos, obtida através do ensaio de compressão de carotes extraídas dos próprios elementos em estudo e denominadas por correlações “in situ”.

#### **2.4.3.1 - Correlações laboratoriais**

Antes de se iniciar um procedimento para estabelecer uma certa correlação entre a grandeza medida por um ensaio não destrutivo e a resistência “in situ” algumas questões importantes deverão ser colocadas. As respostas às mesmas influenciam seguramente a metodologia adoptada. Uma das primeiras questões deverá estar relacionada com a finalidade da correlação, seguindo-se questões como a gama de resistências provável, o número necessário de pontos para definir a correlação, o número e a forma de provetes que definem cada conjunto da série de ensaios (cada conjunto equivale a um ponto da correlação), o número mínimo de leituras dos ensaios não destrutivos e dos ensaios de resistência para caracterizar cada conjunto, a forma das correlações e a definição de limites de confiança para as correlações obtidas.

#### **2.4.3.2 - Correlações “in situ”**

Em situações onde existam incertezas sobre a representatividade dos provetes obtidos em laboratório face ao betão colocado na estrutura, poder-se-á optar por estabelecer correlações “in situ”. Este tipo de correlações baseia-se na comparação entre a grandeza medida pelo ensaio não destrutivo e a resistência obtida em carotes extraídas da própria estrutura, eliminando, assim, a incerteza resultante das diferenças entre o betão produzido em laboratório e o betão “in situ”, conduzindo a resultados mais fiáveis. O número de pontos da curva de correlação “in situ” poderá ser reduzido se baseado numa correlação laboratorial cuja forma e tendência geral tenha sido já determinada.

Nas correlações “in situ” as carotes devem ser extraídas junto das zonas onde os ensaios não destrutivos serão aplicados, garantindo as distâncias necessárias para evitar as interferências entre os vários ensaios. Os resultados devem ser obtidos em grupos de três carotes, no mínimo, e cada uma delas retirada pelo menos de duas zonas distintas da área de ensaio escolhida, correspondentes a valores extremos da gama de resistências envolvida.

## 2.5 - Interpretação dos resultados

A interpretação dos resultados dos ensaios não destrutivos para estimar a resistência do betão “in situ” pode ser considerada em três fases distintas [41, 43]:

- i ) Tratamento dos dados,
- ii ) Análise da variabilidade,
- iii ) Estimativa da resistência “in situ”.

Cada uma destas três fases será desenvolvida seguidamente.

### 2.5.1 - Tratamento dos dados

A leitura directa da grandeza pretendida nem sempre é fornecida pelos ensaios não destrutivos, sendo necessário em certos casos efectuar pequenas rectificações e/ou cálculos. No caso particular dos métodos discutidos no presente trabalho, os parâmetros que interessam medir são os que constam no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Parâmetros medidos pelos ensaios e tratamento dos dados por localização

Método de ensaio	Parâmetro medido	Tratamento de dados por localização
Dureza superficial	Número de ressalto [adimensional]	Valor médio, Desvio padrão, Coeficiente de variação.
Velocidade de propagação de ultra-sons	Velocidade, em [km/s]	
Ensaio de arranque	Força de arranque, em [kN]	
Provetes cúbicos ou cilíndricos (*)	Resistência à compressão, em [MPa]	

O tratamento da informação inclui ainda a determinação do valor médio do desvio padrão e do coeficiente de variação dos parâmetros medidos pelo ensaio em cada localização. A localização é uma região do betão em estudo que, para efeitos práticos, se assume como tendo qualidade uniforme, à qual está associado um número mínimo de ensaios, de acordo com a norma britânica [6].

## 2.5.2 - Análise da variabilidade

A análise de parâmetros estatísticos que quantificam a variabilidade, quer dos próprios ensaios não destrutivos, quer das propriedades do betão “in situ”, que também são avaliadas por aplicação de ensaios não destrutivos, poderá levar a conclusões relevantes, que se exemplificarão seguidamente.

### 2.5.2.1 - Variabilidade do próprio ensaio

Uma característica estatística importante dos ensaios para avaliação da resistência do betão “in situ” é a variação do próprio ensaio, por vezes também denominada de “repetibilidade”, que advém do vocábulo inglês “repeatability”.

A “repetibilidade” é normalmente representada pela dispersão dos resultados quando o ensaio é repetido em betões idênticos empregando o mesmo equipamento de ensaio, procedimentos e operadores [2]. Se os ensaios são aplicados no mesmo betão com a mesma maturidade, os resultados apresentarão provavelmente uma distribuição normal à volta do valor médio e o desvio padrão será, neste caso, uma medida da “repetibilidade”. Se os ensaios forem aplicados no mesmo betão a maturidades distintas, apresentando valores médios divergentes e se o desvio padrão for proporcional ao valor médio, o coeficiente de variação será a medida exacta da variabilidade do próprio ensaio [15].

O Quadro 2.4 mostra valores característicos do coeficiente de variação associados a cada um dos principais métodos de ensaio e que podem ser previstos para um elemento construído “in situ” a partir de diversas amassaduras de um betão de boa qualidade.

Quadro 2.4 - Coeficientes de variação típicos de alguns dos ensaios [44, 45, 46]

Método de ensaio	Coeficientes de variação típicos, em [%]
Dureza superficial	4
Velocidade dos ultra-sons	2,5
Ensaio de arranque	8

### 2.5.2.2 - Variabilidade das propriedades do betão “in situ”

A análise da variabilidade do betão “in situ” poderá ser profícua em diferentes fases de uma pesquisa, quer representando o seu resultado final, quer uma etapa intermédia de um programa de ensaios assente na interpretação gradual dos resultados. Esta última será provavelmente aquela em que os estudos de variabilidade se poderão anunciar mais proveitosas.

Os ensaios que mais se adaptam a este objectivo, pela sua simplicidade e por não favorecerem danos na superfície, são os ensaios de medição da dureza superficial e da velocidade de propagação de ultra-sons. Deve ter-se ainda em atenção a vantagem deste “mapa” ter sido traçado com base no parâmetro medido directamente pelo ensaio, conforme referido no Quadro 2.4, sem necessidade de comutar essas medições em resistências, evitando dessa forma as dúvidas introduzidas pelas correlações.

Os estudos de variabilidade das propriedades do betão “in situ” são úteis na medida em que poderão ser a estimativa do tipo de controlo de qualidade empregado na produção do betão. Uma estimativa deste tipo poderá ser obtida através da análise da variabilidade da resistência do betão “in situ”, alcançada através da aplicação dos ensaios não destrutivos em localizações comparáveis de elementos idênticos de uma estrutura ou em localizações comparáveis de um elemento produzido a partir de várias amassaduras. Convém lembrar que o controle de qualidade da produção do betão é feito através da análise da variabilidade da resistência à compressão obtida em provetes padrão e que esta poderá divergir da variabilidade registada “in situ”. Assim sendo, muitas precauções deverão ser tomadas na interpretação da variabilidade estimada para o betão “in situ” para evitar conclusões precipitadas.

### **2.5.3 - Estimativa da resistência “in situ”**

O procedimento a adoptar na acepção dos resultados de ensaios não destrutivos, designadamente na estimativa da resistência “in situ”, não pode ser vista de forma isolada, mas antes como efeito natural da metodologia seguida traduzida por um programa de ensaios. Dessa forma, serão tratadas duas situações diversas correspondentes a dois grandes propósitos, nos quais a estimativa da resistência “in situ” é importante. São elas:

- a) Estimativa da resistência “in situ” para averiguação da conformidade,
- b) Estimativa da resistência “in situ” para efeitos de dimensionamento.

#### **2.5.3.1 - Estimativa da resistência “in situ” para verificação da conformidade**

A averiguação da conformidade da qualidade de um betão é feita por confrontação do valor característico da tensão de rotura à compressão, obtido em provetes padrão desse betão, com o valor característico discriminado nas normas para as diferentes classes de resistência [36]. O valor característico da tensão de rotura é definido como o valor da população das resistências do betão especificado que é atingido com probabilidade de 95%, com referência a provetes de ensaio com determinada geometria, curados e ensaiados de forma normalizada [16, 20, 21, 36, 45].

A verificação da conformidade da resistência do betão “in situ” a partir de medições realizadas recorrendo aos ensaios não destrutivos é, infelizmente, muito mais complicada. Essa

complexidade é resultado da existência de duas “fontes” de duvidade, consideradas divergentes e que se descrevem de seguida.

a) A primeira fonte de duvidade é consequência das diferenças elementares entre a resistência do betão “in situ” e aquela obtida em provetes padrão utilizados na verificação da conformidade do betão.

b) A segunda fonte de duvidade é consequência do facto dos valores da resistência à compressão “in situ” não serem valores absolutos, mas sim, estimativas de valores. Deverá contabilizar-se o erro consequente do uso das correlações entre a grandeza medida pelo ensaio não destrutivo e a resistência à compressão do betão “in situ”.

Para calcular a resistência “in situ”, os ensaios não destrutivos são aplicados num certo número de localizações e, em cada localização, o valor médio da grandeza medida pelo ensaio é convertido em resistência à compressão recorrendo a uma correlação específica. Conhecidos já os valores médios da resistência à compressão do betão em várias localizações, dois procedimentos para a verificação da conformidade, poderão ser adoptados.

a) No primeiro procedimento, baseando-se em métodos estatísticos apropriados, estima-se o valor tipo da resistência “in situ”. Esse mesmo valor, depois de corrigido tendo em conta as disparidades entre a resistência do betão “in situ” e dos provetes padrão, poderá ser equiparado com a resistência característica especificada pelas normas para verificação da conformidade. Este primeiro procedimento só será aconselhado nos casos em que haja um número significativo de resultados “in situ” [7, 15].

b) O segundo procedimento, aconselhado por Bungey e Millard [7] quando o número de resultados “in situ” é parco, tem por base a comparação entre o valor médio da resistência “in situ” calculada a partir dos ensaios não destrutivos e o valor médio da resistência à compressão previsto para os provetes padrão da classe de resistência desejável para esse betão.

### **2.5.3.2 - Estimativa da resistência “in situ” para efeitos de dimensionamento**

Quando o objectivo é determinar o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, por vezes, poderá ser fulcral determinar a resistência média numa zona crítica em vez da resistência característica em zonas típicas.

O valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão obtém-se dividindo o valor característico da tensão de rotura por um determinado factor de segurança, sendo esse factor de segurança de 1,5 no caso português [45]. Esse factor de segurança destina-se a contabilizar, em parte, as dúvidas que envolvem o trabalho do betão, a sua possível falta de homogeneidade, futura deterioração e as discrepâncias entre a resistência “in situ” e aquela medida em provetes padrão que estiveram na base da determinação da tensão característica de rotura. Através desta interpretação, Bungey e Millard [7] sugerem que, se o betão pertence a

uma localização crítica, se defenda que o valor mínimo medido possa ser utilizado directamente como a resistência do betão para efeitos de dimensionamento. Todavia, os mesmos aditam que, na prática, é mais adequado o uso do valor médio de um conjunto de ensaios em localizações críticas e aplicar um factor de segurança para contabilizar os efeitos da variabilidade do ensaio. A norma britânica BS 6089 [12] prevê esta posição e aconselha um factor de segurança de 1,2 para uso geral. Caso subsistam dúvidas sobre os resultados dos ensaios ou se o betão ensaiado não é de uma região crítica, a adopção de um factor de segurança maior é justificada.

# **CAPÍTULO 3 - DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL**

## **3.1 - Introdução**

Para a elaboração do presente trabalho foi seleccionado um conjunto de ensaios não destrutivos com os seguintes critérios de escolha: ensaios não destrutivos existentes na Universidade da Beira Interior (UBI), fáceis de operar, económicos e ensaios muito conhecidos em todo o mundo. Entre estes ensaios incluem-se: o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons, o ensaio de medição da dureza superficial, o ensaio de arranque e o ensaio de medição da maturidade do betão.

Tendo como objectivo principal a análise das correlações obtidas com estes ensaios não destrutivos em betão auto-compactável e a sua comparação com as correlações obtidas por Nepomuceno [34] em betões da gama de resistência normal e alta, desenvolveu-se um programa experimental que contempla as seguintes etapas:

- Produção e caracterização do betão auto-compactável;
- Aplicação dos ensaios não destrutivos seleccionados;

## **3.2 - Produção e caracterização do BAC**

O betão auto-compactável tem como maior especificidade o comportamento no estado fresco, uma vez que este não necessita de compactação aquando da sua colocação em obra e é muito importante na qualidade do betão endurecido das estruturas. A qualidade do BAC é sensível nomeadamente às variações dos materiais e da dosagem de água, sequência e duração da amassadura, condições e duração do transporte, temperatura e condições de colocação, entre outras, o que implica um rigoroso controlo de qualidade desde a produção até à colocação em obra [18-52].

Este tipo de betão é um dos mais difíceis de dosear devido à necessidade de se encontrar um equilíbrio entre as suas diferentes propriedades. O BAC no estado fresco deve apresentar uma elevada capacidade de deformação, adequada viscosidade e, portanto, deverá cumprir alguns requisitos tais como, resistência à segregação, grande capacidade de enchimento, elevada estabilidade estática após betonagem e capacidade de passagem nas zonas das armaduras.

### 3.2.1 - Metodologia adoptada

Existem vários métodos propostos para o cálculo de betões auto-compactáveis, variando desde os mais simples aos mais complexos, uns com mais limitações do que outros e com maior ou menor dificuldade de aplicação.

Okamura, Ozawa e Maekawa [19-42] propuseram o primeiro método para o estudo do BAC, que ficou conhecido como “método geral” ou “método de Okamura” em homenagem ao seu principal criador. Este método caracteriza-se por apresentar uma grande simplicidade de procedimentos, permitindo obter facilmente misturas de BAC. Contudo, este método é tido como conservador, por conduzir à obtenção de betões com volumes de pasta elevados quando comparados com uma mistura otimizada [48].

O método geral pode ser facilmente desenvolvido mediante o procedimento apresentado na Figura 3.1.

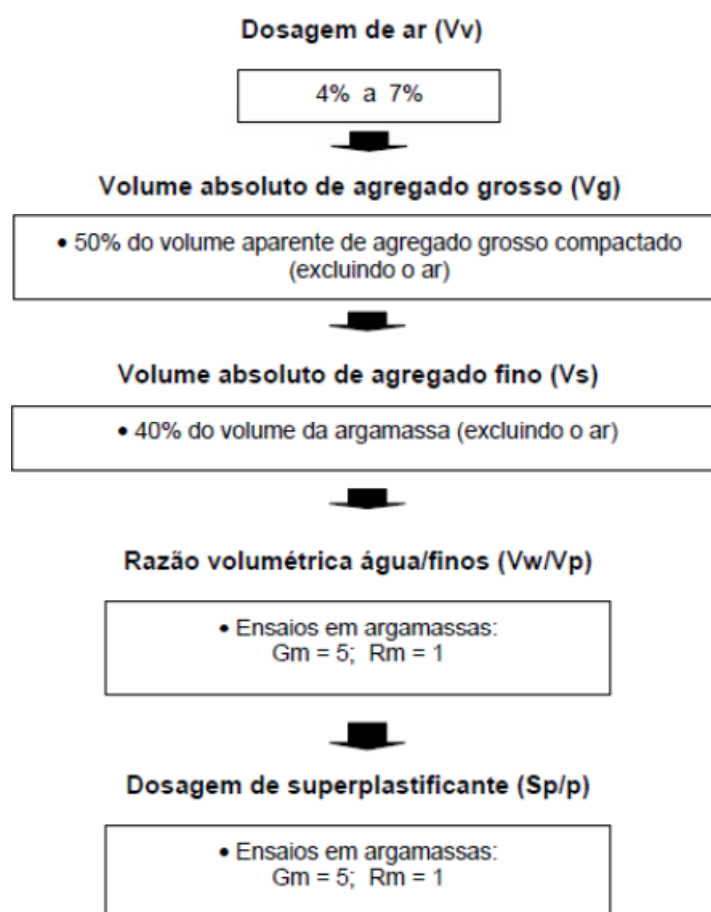


Figura 3.1 - Método geral proposto por Okamura et al. [33]

Mais recentemente, Nepomuceno [34] propôs uma nova metodologia para a composição de betões auto-compactáveis que pode ser resumida por etapas no Fluxograma ilustrado na Figura 3.2. É esta a metodologia adoptada nesta dissertação para efectuar o estudo da composição do BAC.

O Fluxograma é constituído por quatro etapas fundamentais: a definição dos dados essenciais de base, a definição das opções de base em relação aos materiais, estudo em argamassas e estudo em betões.

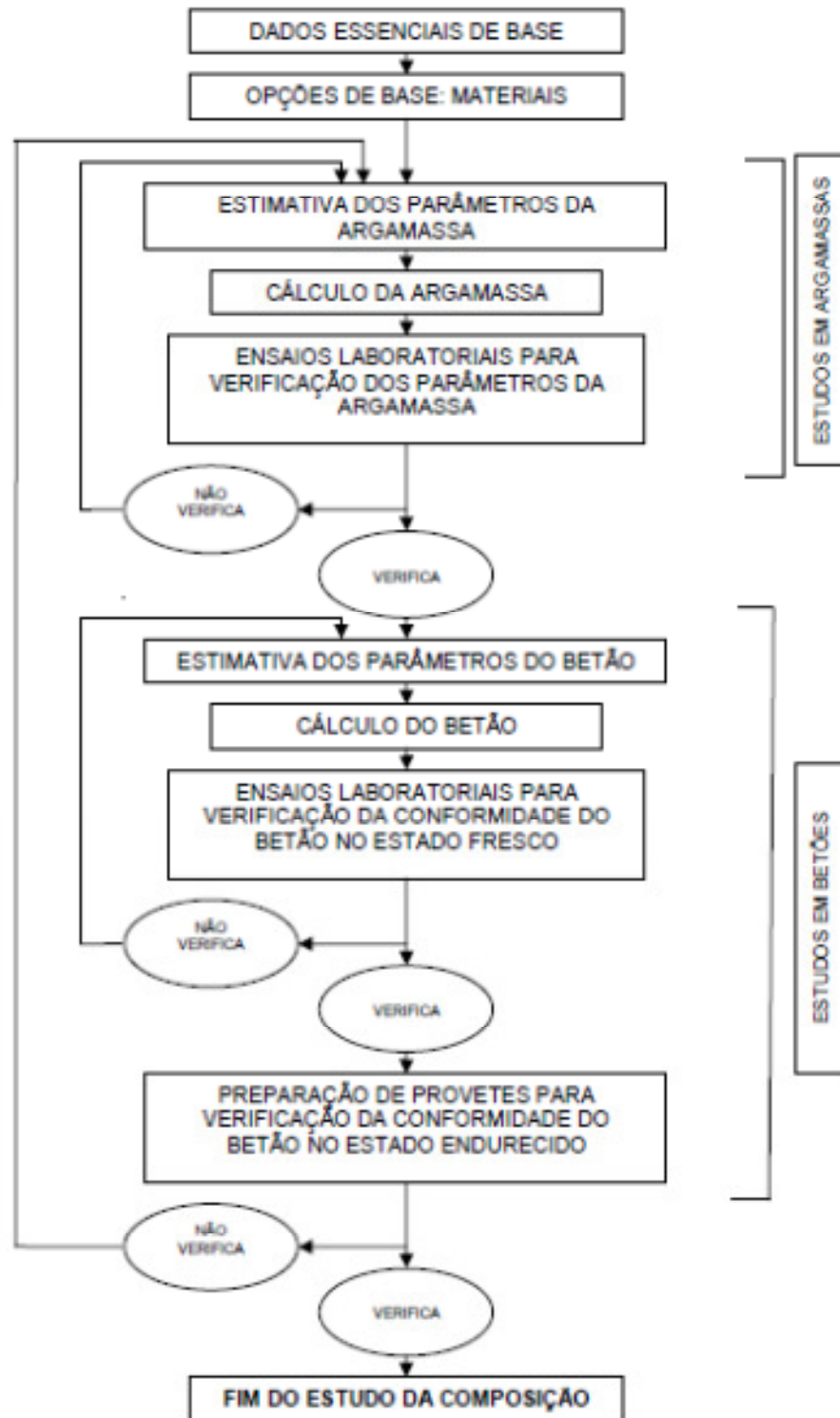


Figura 3.2 - Fluxograma para o estudo de composição de betões auto-compactáveis [34]

A metodologia para a composição do BAC que foi desenvolvida e estudada por Nepomuceno [34] assenta em procedimentos de cálculo expeditos e o seu primeiro grande passo inclui ensaios em argamassas, tal como no método geral.

Nepomuceno [34] definiu um intervalo de variação para cada um dos parâmetros que caracterizam o escoamento das argamassas ( $G_m$  e  $R_m$ ) de forma a obter betões auto-compactáveis e que diferem ligeiramente daqueles propostos por Okamura [19, 33, 40, 42]. De forma a avaliar uma possível optimização das misturas foram introduzidos novos parâmetros para quantificar as dosagens de agregados finos ( $V_p/V_s$ ) nas argamassas e de agregados grossos ( $V_m/V_g$ ) no betão, fazendo variar abaixo e acima estes parâmetros dos valores propostos por Okamura.

Nepomuceno [34] analisou os parâmetros que melhor se enquadram no controlo da resistência à compressão das argamassas e por conseguinte no controlo da resistência dos betões. Efectuou estudos em argamassas e betões que combinaram dois tipos de cimentos (CEM I 42.5R e CEM II/B-L 32.5N) e quatro adições: fíler calcário, cinzas volantes, sílica de fumo e fíler granítico.

Nesta dissertação a combinação utilizada foi o CEM I 42.5R com as cinzas volantes.

### **3.2.2 - Estudo da composição**

O estudo da composição resume-se nas seguintes etapas: características dos materiais, estudo da fase argamassa e estudo do betão auto-compactável.

#### **3.2.2.1 - Características dos materiais**

Os materiais utilizados neste trabalho subdividem-se nos seguintes grupos: ligante, adição mineral do tipo II, agregados finos, agregados grossos, adjuvante e água.

O ligante seleccionado foi o cimento Portland (CEM I 42.5 R), tendo em conta o nível elevado de resistência estabelecido para o BAC aos 28 dias (90 MPa). A análise química dos ensaios físicos e mecânicos efectuados para este ligante no processo de auto-controlo encontram-se na ficha técnica do produto (Secil). A massa volúmica foi determinada previamente de acordo com os procedimentos descritos na Especificação do LNEC E 64 - 1960 [22].

A adição escolhida foi uma adição mineral do tipo II (pozolânica ou hidráulica latente), mais concretamente as cinzas volantes. Esta escolha deveu-se à disponibilidade do material no laboratório da UBI, ao facto de se pretender uma resistência elevada e ainda por ser uma adição comercialmente disponível e usada correntemente nas centrais de betão pronto. Este material foi fornecido pela empresa de betão pronto “Betão Liz” e é proveniente de uma central termoeléctrica em Espanha. A massa volúmica das cinzas volantes foi determinada de acordo com a Especificação do LNEC E 64 - 1960 [22].

No que diz respeito aos agregados e tendo em consideração a especificidade do estudo da composição do BAC apresentada por Nepomuceno [34], foi definida uma máxima dimensão do agregado de 19,1 mm. Desta forma, seleccionaram-se dois agregados grossos britados de granito com origem na Quinta da Caçoa, Fundão, fornecidos pela pedreira Bartolomeu, sob a designação comercial de Brita 3/6 e Brita 6/15. A Brita 6/15 tem como dimensão máxima 19,1 mm. Este tipo de granito é classificado geologicamente como sendo um granito de matriz equigranular, biotítico e porfiroíde.

Quanto aos agregados finos, a escolha recaiu sobre uma areia natural fina proveniente da Figueira da Foz com designação comercial de Areia 0/2 e numa areia intermédia proveniente de Abrantes, designada comercialmente como Areia 0/4.

Foram realizados os seguintes ensaios para cada tipo de agregado fino e para cada tipo de agregado grosso:

- A determinação da massa volúmica dos agregados saturados de água e com a superfície seca, de acordo com a NP 954 [37] e NP 581 [38];
- A determinação da absorção de água, em conformidade com a norma Portuguesa NP-581 [36] e especificação do LNEC E248-1971 [23];
- A análise granulométrica, efectuada de acordo com os procedimentos descritos na especificação do LNEC E 245 - 1971 [24].

O adjuvante escolhido para este trabalho foi um superplastificante, fornecido pela empresa SIKA e com designação comercial de Sika Viscocrete 3005. O Sika Viscocrete 3005 é recomendado para betões auto-compactáveis e possui uma base química constituída por carboxilatos modificados e está em conformidade com a especificação do LNEC E 374 [25].

Foi utilizada água potável da rede pública de abastecimento, seguindo a recomendação que consta na especificação do LNEC E 372 [26].

Seguindo a metodologia proposta por Nepomuceno [34], ainda na fase de caracterização dos materiais, foi necessário estimar as proporções adequadas de cada um dos agregados finos e dos agregados grossos, utilizando curvas de referência. No caso dos agregados finos admitiu-se um erro médio percentual mais elevado, de forma a evitar uma percentagem superior a 50% da Areia 0/2. As proporções mais adequadas dos agregados finos (Areia 0/2 e Areia 0/4) são ilustradas no Quadro 3.1 e na Figura 3.3, tendo conduzido a percentagens unitárias de 0,50 para a Areia 0/2 e de 0,50 para a Areia 0/4. As proporções dos agregados grossos (Brita 3/6 e Brita 6/15) são apresentadas no Quadro 3.2 e na Figura 3.4, tendo conduzido a percentagens unitárias de 0,65 para a Brita 3/6 e de 0,35 para a Brita 6/15.

Quadro 3.1 - Curva de referência dos agregados finos

Abertura da malha (mm)	Areia 0/2-L	Areia 0/4-L	Areia ---	Areia --	Mistura (Curva Real)	Mistura (Curva Ref)	Erro médio percentual
	a1	a2	a3	a4			
	0,50	0,50	0,00	0,00			
<b>Percentagem de passados</b>							
9,520	100,00	100,00			100,00	100,00	0,00
4,760	99,96	99,88			99,92	99,96	0,05
2,380	99,94	94,77			97,35	99,12	1,77
1,190	99,54	71,59			85,57	90,81	5,24
0,590	74,49	28,00			51,25	62,30	11,06
0,297	14,52	1,96			8,24	21,05	12,81
0,149	1,14	0,34			0,74	4,72	3,98
0,074	0,18	0,14			0,16	0,85	0,69
Resíduo	0,00	0,00			0,00	0,00	0,00
<b>Módulos de finura</b>							
	2,104	3,035	7,000	7,000	2,569	2,220	3,954

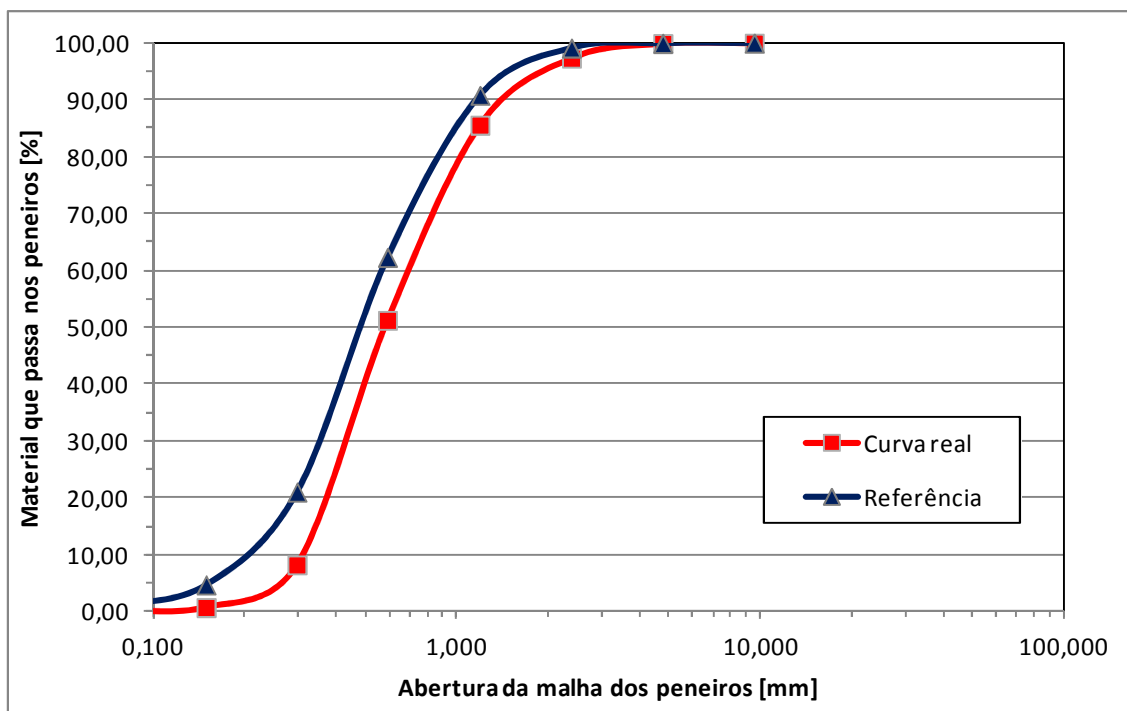


Figura 3.3 - Curva de referência dos agregados finos

Quadro 3.2 - Curva de referência dos agregados grossos

Abertura da malha (mm)	Brita 3/6-B	Brita 6/15-B	Brita ---	Brita ---	Mistura (Curva Real)	Mistura (Curva Ref)	Erro médio percentual
	g1	g2	g3	g4			
	0,65	0,35	0,00	0,00			
<b>Percentagem de passados</b>							
38,100	100,00	100,00			100,00	100,00	0,00
25,400	100,00	100,00			100,00	100,00	0,00
19,100	100,00	99,82			99,94	100,00	0,06
12,700	100,00	60,43			86,15	94,57	8,42
9,520	100,00	28,09			74,83	74,90	0,06
4,760	61,61	1,59			40,60	36,54	4,06
2,380	5,20	0,44			3,54	5,99	2,45
1,190	1,13	0,28			0,83	2,24	1,41
0,590	0,49	0,23			0,40	1,31	0,91
0,297	0,30	0,20			0,27	0,79	0,52
0,149	0,20	0,16			0,19	0,50	0,31
0,074	0,12	0,10			0,11	0,28	0,16
Resíduo	0,00	0,00			0,00	0,00	0,00
<b>Módulos de finura</b>							
	5,311	6,692	9,000	9,000	5,794	5,777	1,413

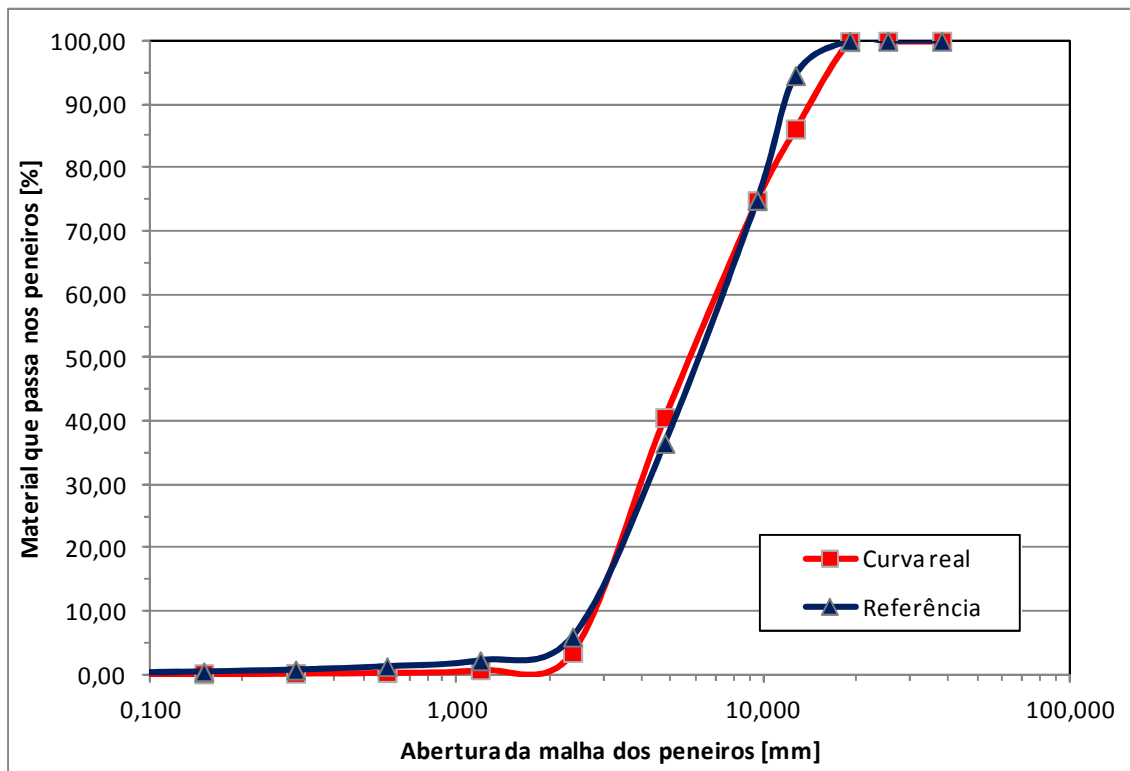


Figura 3.4 - Curva de referência dos agregados grossos

### 3.2.2.2 - Estudo da fase argamassa

Definidos os materiais a utilizar, iniciou-se o estudo das argamassas estimando os valores iniciais dos seus parâmetros. O passo inicial consistiu em definir a razão W/C mais apropriada, tendo em conta a resistência pretendida. Neste método, a razão W/C dos betões é igual à razão W/C das argamassas.

A Figura 3.5 ilustra a relação entre a razão W/C e a resistência pretendida para o BAC aos 28 dias de idade. Para o BAC produzido no âmbito do presente estudo estabeleceu-se uma resistência elevada, da ordem de 80 a 90 MPa aos 28 dias, tendo-se adoptado uma razão W/C de 0,34.

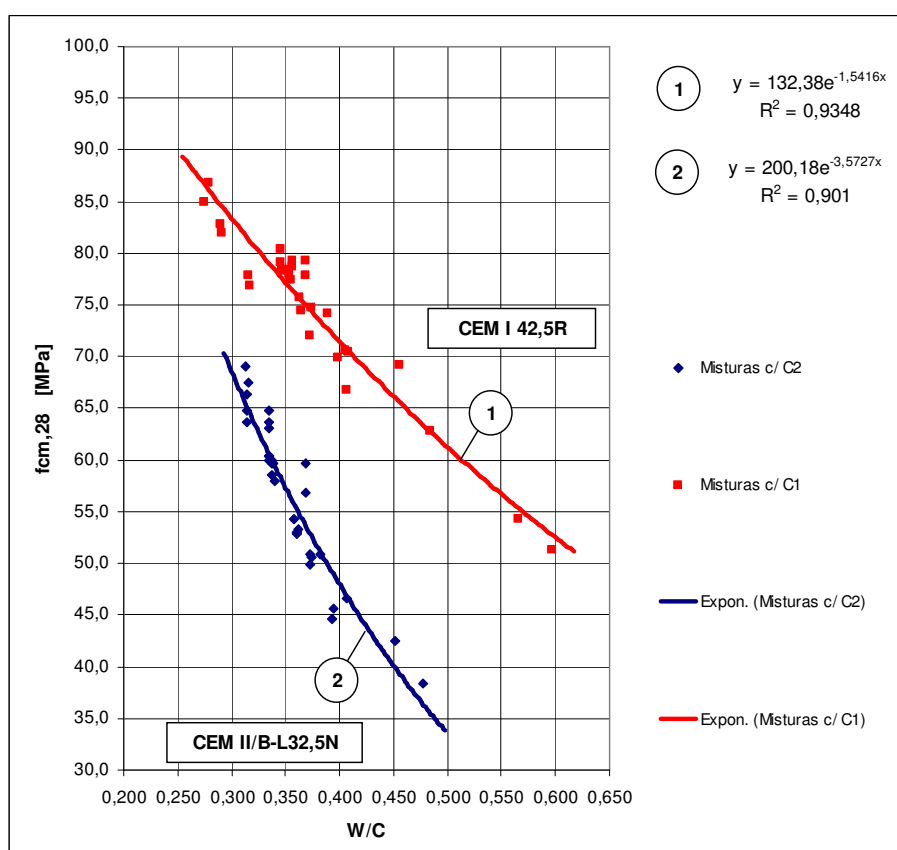


Figura 3.5 - Relação entre  $f_{cm,28}$  e a razão W/C tendo por base os valores efectivos

O passo seguinte consistiu em adoptar um valor para o parâmetro  $V_p/V_s$  (razão em volume absoluto entre as quantidades totais de materiais finos e de agregados finos na mistura) que poderá variar entre 0,60 e 0,80, sendo no entanto recomendado um valor próximo de 0,80. Para este trabalho adoptou-se um valor de  $V_p/V_s$  igual a 0,80.

Uma vez definido o parâmetro  $V_p/V_s$  e a razão W/C da argamassa, estimou-se a percentagem de substituição do cimento pela adição através das correlações desenvolvidas por Nepomuceno [34], apresentadas na Figura 3.6 referente à mistura binária de CEM I 42.5 R e

cinzas volantes. Para a razão W/C de 0,34 e Vp/Vs de 0,80, obteve-se um valor da percentagem unitária de substituição do cimento pela adição de cinzas volantes ( $f_{Ad.}$ ) da ordem de 0,30.

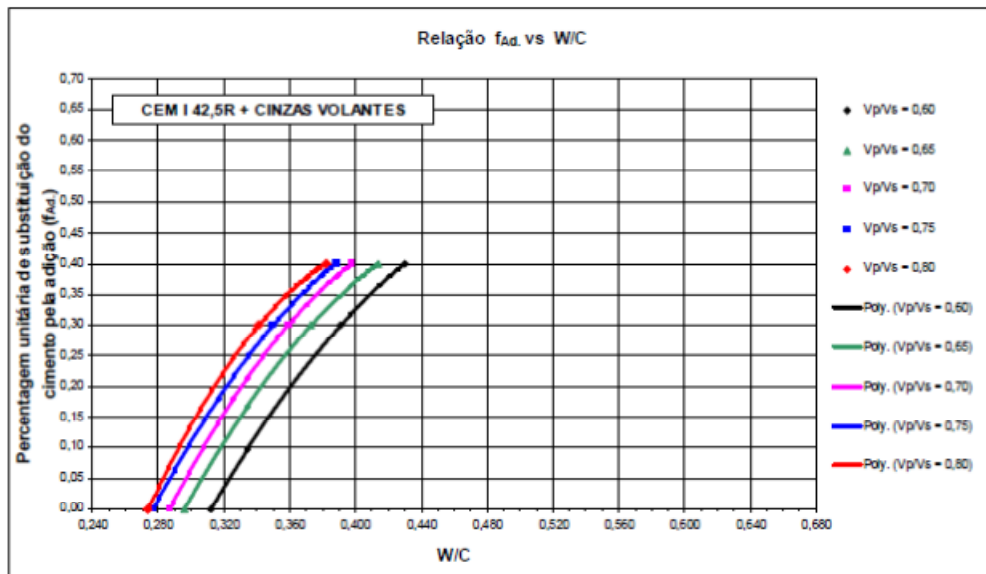


Figura 3.6- Relação  $f_{Ad}$  vs w/c para famílias com CEM I 42.5R e cinzas volantes [5]

Para se efectuar o cálculo da argamassa é necessário definir os parâmetros iniciais  $V_w/V_p$  (relação em volume absoluto entre as quantidades de água e de materiais finos) e  $S_p/p\%$  (relação percentual em massa entre as dosagens de superplastificante e de materiais finos). Os parâmetros  $V_w/V_p$  e  $S_p/p\%$  deverão ser tais que conduzam aos parâmetros reológicos pretendidos para a argamassa no estado fresco, ou seja,  $R_m$  entre 1,14 e 1,30  $s^{-1}$  e  $G_m$  entre 5,3 e 5,9. Os valores iniciais de  $V_w/V_p$  e  $S_p/p\%$  foram estimados através das correlações apresentadas nas Figuras 3.7 e 3.8 desenvolvidas por Nepomuceno [34], tendo-se obtido um valor de  $V_w/V_p$  de 0,77 e  $S_p/p\%$  de 0,7.

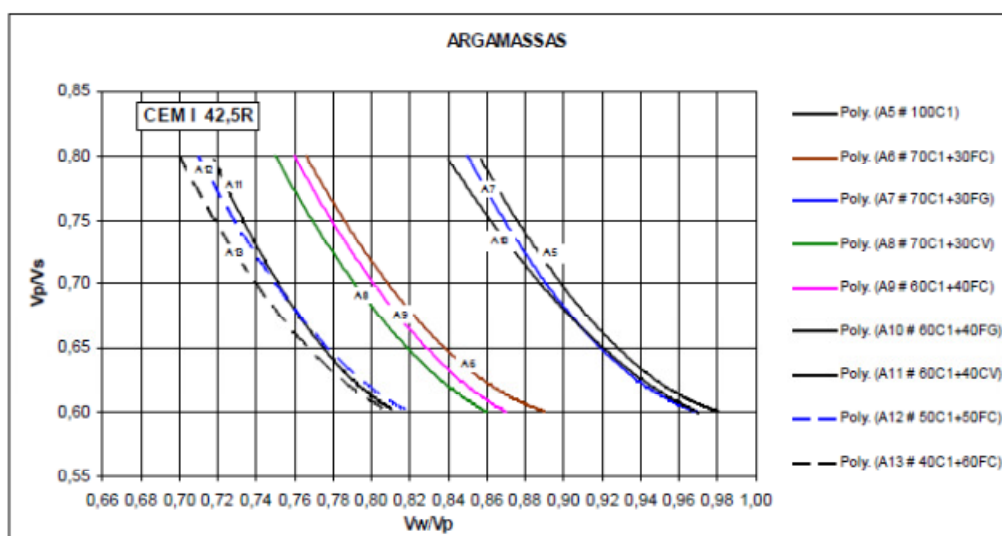


Figura 3.7 - Relação  $V_p/V_s$  vs  $V_w/V_p$  para famílias com CEM I 42.5R [5]

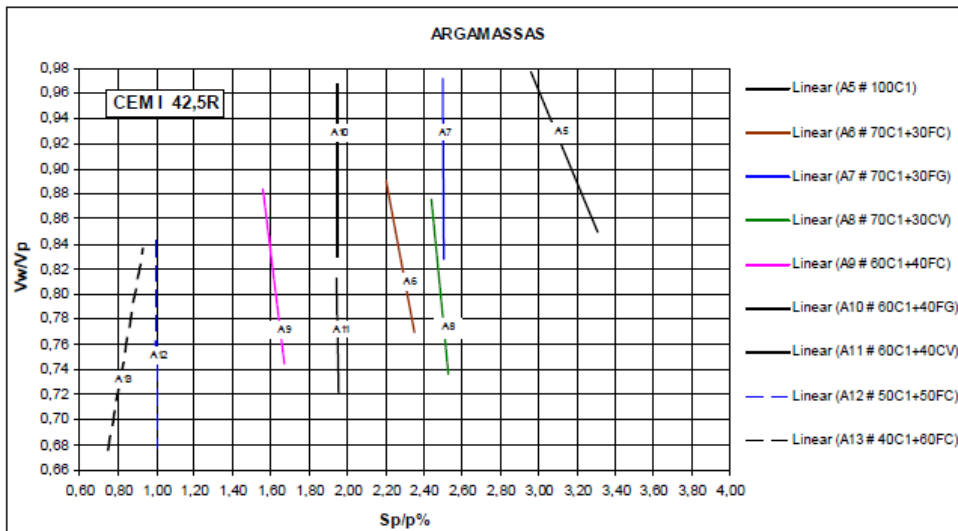


Figura 3.8 - Relação  $V_w/V_p$  versus  $S_p/p\%$  para famílias com CEM I 42,5R [5]

Definidos os parâmetros iniciais da argamassa procedeu-se ao cálculo das proporções da mistura através da folha de Excel criada por Nepomuceno [34]. Esta folha de cálculo (Excel) é apresentada no Anexo A.1.

Para a realização das amassaduras foi utilizada a misturadora programável destinada à produção de pastas e argamassas normalizadas, que se ilustra na Figura 3.9. Apesar de esta possuir mecanismos automáticos todo o processo de arranque e paragem da misturadora foi feito manualmente. Foram efectuadas amassaduras de 1,6 litros utilizando a sequência que se ilustra na Figura 3.10.



Figura 3.9 - Misturadora utilizada na produção das argamassas

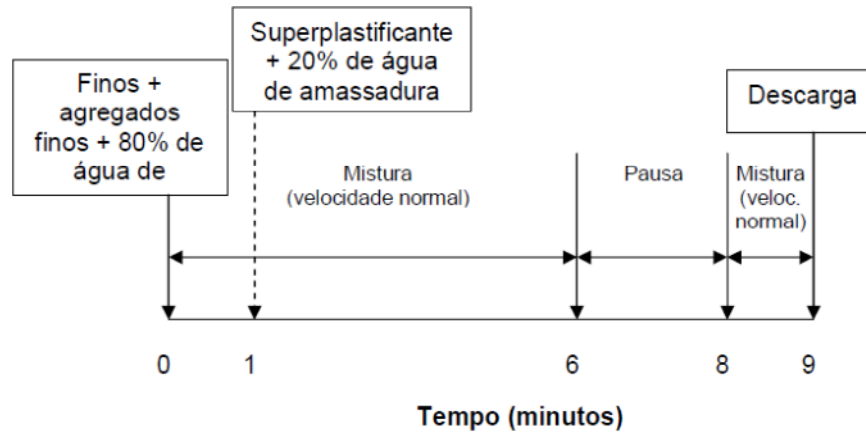


Figura 3.10- Sequência de amassadura adoptada neste trabalho [5]

Após a amassadura efectuaram-se os ensaios de espalhamento e de fluidez para a argamassa.

O ensaio de espalhamento foi utilizado para avaliar de forma indirecta o comportamento reológico da argamassa, nomeadamente a tensão de corte, uma vez que esta está relacionada com a deformabilidade do tronco cónico de argamassa. O equipamento utilizado para este ensaio foi o cone de espalhamento, tal como Nepomuceno [34] usou no seu trabalho experimental. A Figura 3.11 apresenta as dimensões do equipamento utilizado.

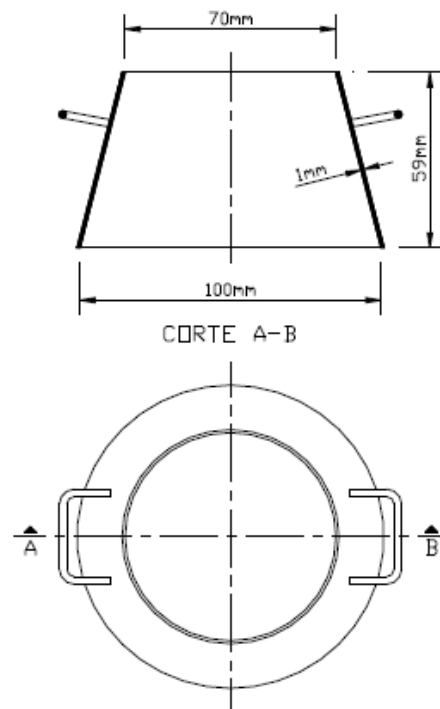


Figura 3.11 - Cone para o ensaio de espalhamento em argamassa [5]

De uma forma resumida, o cone de espalhamento foi colocado sobre uma superfície lisa tal como se ilustra na Figura 3.12. Depois de terminada a amassadura na misturadora encheu-se completamente o cone com argamassa como se pode observar na Figura 3.13. De seguida levantou-se o cone para que a argamassa se pudesse deformar e espalhar-se sobre a superfície lisa. Atingido o seu espalhamento máximo, mediu-se o diâmetro médio de espalhamento ( $D_m$ ) a partir de duas leituras em direcções perpendiculares, Figura 3.14.



Figura 3.12 - Cone do ensaio de espalhamento colocado sobre uma superfície lisa



Figura 3.13 - Cone de espalhamento a ser preenchido de argamassa

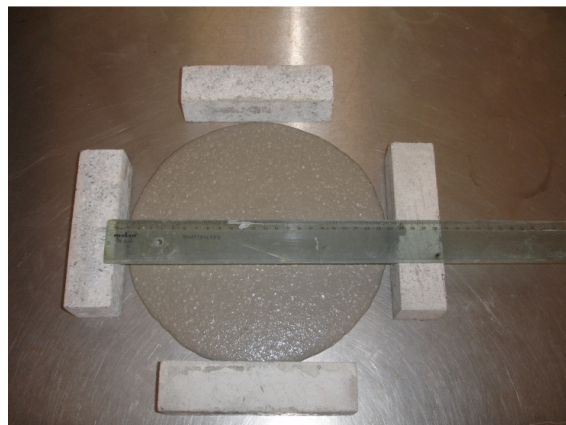


Figura 3.14 - Medição do diâmetro da argamassa segundo uma direcção

A partir do diâmetro médio calculou-se a área de espalhamento relativa, traduzida pela expressão utilizada no método desenvolvido por Okamura *et al.* [19,33,40,42]

$$Gm = \left( \frac{Dm}{D_0} \right)^2 - 1 \quad (3.1)$$

Onde:

Gm - Área de espalhamento relativa;

Dm - Diâmetro médio de espalhamento (mm)

D<sub>0</sub> - Diâmetro inicial na base do cone (mm)

O ensaio de fluidez consiste em medir o tempo de escoamento da argamassa num funil de faces planas e o seu resultado fornece uma boa indicação da viscosidade plástica. O equipamento utilizado para este ensaio foi o funil-v, tal como Nepomuceno [34] usou no seu trabalho experimental. A Figura 3.15 apresenta o equipamento (funil-v) utilizado e o seu enchimento.



Figura 3.15 - Enchimento do funil-v

De forma simples, o procedimento adoptado para a execução deste ensaio pode ser resumido do seguinte modo: inicialmente procedeu-se à limpeza do funil de modo a ter toda a superfície bem limpa, colocando o mesmo sobre uma superfície segura e nivelada. Depois encheu-se o funil até ao topo com argamassa, alisando a superfície mas sem qualquer tipo de vibração. Verificadas estas condições abriu-se a comporta inferior e iniciou-se o escoamento da argamassa ao mesmo tempo que se accionou o cronómetro para contar o tempo que levava a argamassa a escoar no funil. A medição do tempo de escoamento terminou quando foi observado o primeiro raio de luz na parte mais estreita do funil.

Na Figura 3.16 pode-se observar o escoamento da argamassa.



Figura 3.16 - Pormenor do escoamento da argamassa

Este ensaio pode ser expresso directamente pelo tempo de escoamento,  $t$ , ou através da determinação da velocidade relativa de escoamento, traduzida pela seguinte expressão:

$$Rm = \frac{10}{t} \quad (3.2)$$

Onde:

$Rm$ - velocidade relativa de escoamento (s-1)

$t$ - Tempo de escoamento (s)

Os valores de  $Gm$  e de  $Rm$  obtidos na mistura inicial, cujos parâmetros  $Vw/Vp$  e  $Sp/p\%$  foram obtidos por estimativa, são ilustrados na Figura 3.17 e identificados como mistura 1. O rectângulo desenhado na Figura 3.17 representa o “alvo” pretendido para o par de valores de  $Gm$  e de  $Rm$ . De seguida, produziram-se mais duas argamassas para o acerto experimental destes parâmetros, conforme se ilustra na Figura 3.17. A argamassa identificada com o n.º 3 foi aquela que registou os parâmetros reológicos pretendidos, a que corresponderam os valores de  $Vw/Vp$  de 0,77 e  $Sp/p\%$  de 0,70.

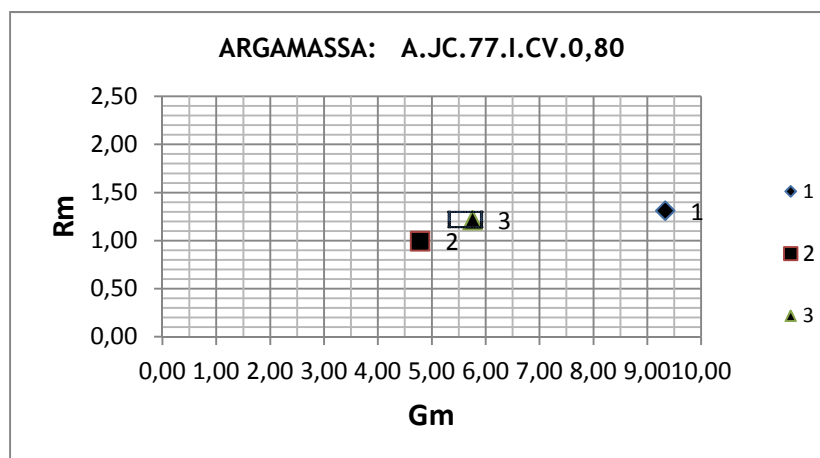


Figura 3.17 - Resultado dos parâmetros reológicos das três argamassas

### 3.2.2.3 - Estudo do betão auto-compactável

Conhecidas as propriedades da argamassa no estado fresco, estimou-se o valor mais adequado para o volume de agregados grossos, adoptando os critérios propostos por Nepomuceno [34]. Comparativamente às metodologias apresentadas por outros autores, Nepomuceno [34] propôs um novo parâmetro,  $V_m/V_g$ , que representa a proporção em volume absoluto entre a matriz argamassa e os agregados grossos imerso nessa matriz e, por outro lado, representa o traço volumétrico entre a matriz que controla a resistência e os agregados grossos.

Neste estudo da composição, ficou estabelecida como única premissa que o betão deveria cumprir os seguintes requisitos: o diâmetro de espalhamento deveria estar entre os 650 e os 750 mm, o tempo de escoamento no funil-V deveria estar entre 10 a 15 segundos e que o betão deveria ser auto-compactável quando avaliado na caixa-L para a restrição R1 ( $H_2/H_1 \geq 0,85$ ). Para estes parâmetros estimou-se um valor de  $V_m/V_g$  de 2,275, utilizando as correlações propostas por Nepomuceno [34].

Para completar o estudo da composição foi ainda necessário estimar o volume de vazios do BAC. O volume de vazios ( $V_v$ ) adoptado foi de  $0,03 \text{ m}^3/\text{m}^3$  de betão, atendendo ao facto de não serem usados introdutores de ar.

O cálculo do betão neste trabalho foi efectuado através da folha de cálculo (Excel) criada por Nepomuceno [34] que integra já a expressão de cálculo do parâmetro  $V_m/V_g$ , a partir dos parâmetros  $D_m$  e  $H_2/H_1$ . A referida folha de cálculo é apresentada no Anexo A.1. A metodologia adoptada neste trabalho para os procedimentos de amassadura foi aquela proposta por Nepomuceno [34], que se ilustra na Figura 3.18. Comparando com o procedimento adoptado nas argamassas, só se exclui a paragem para limpeza das pás. A misturadora utilizada para a amassadura do betão é a que se encontra na Figura 3.19.

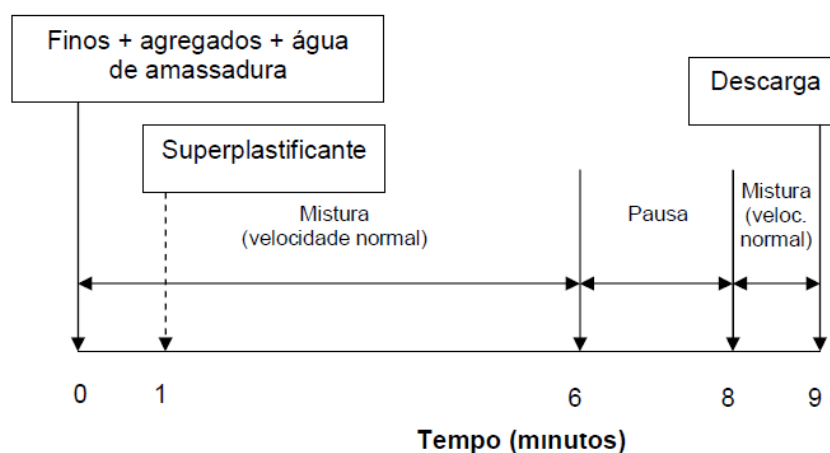


Figura 3.18 - Sequência de amassadura adoptada para betões [5]



Figura 3.19 - Misturadora utilizada para a amassadura do betão

O ensaio de espalhamento foi utilizado para avaliar a capacidade de deformação do betão. O equipamento utilizado foi o cone Abrams, representado na Figura 3.20.

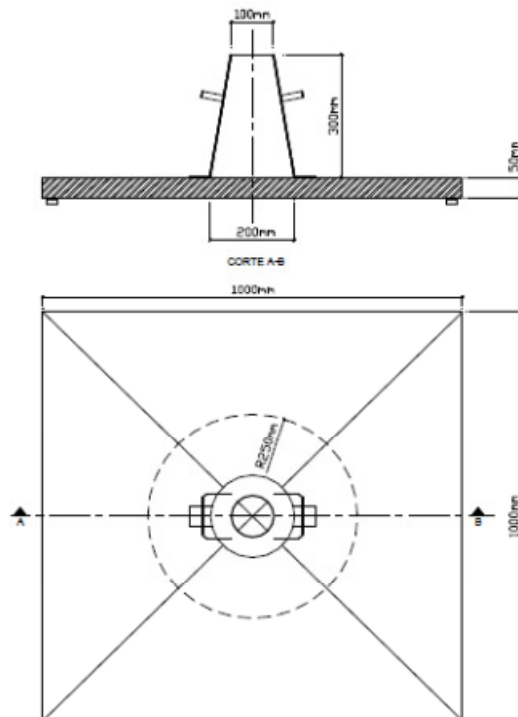


Figura 3.20 - Ensaio de espalhamento para o betão, utilizando o cone Abrams [5]

Após a amassadura encheu-se o cone de espalhamento que estava colocado sobre uma superfície lisa e limpa, tal como é ilustrado na Figura 3.21. De seguida levantou-se o cone (Figura 3.22) de modo a que o betão pudesse deformar-se e espalhar-se sobre a superfície, atingindo assim o seu diâmetro máximo (Figura 3.23). Então determinou-se o seu diâmetro médio de espalhamento a partir de duas medições perpendiculares entre si, tal como aconteceu com a argamassa (Figura 3.24).

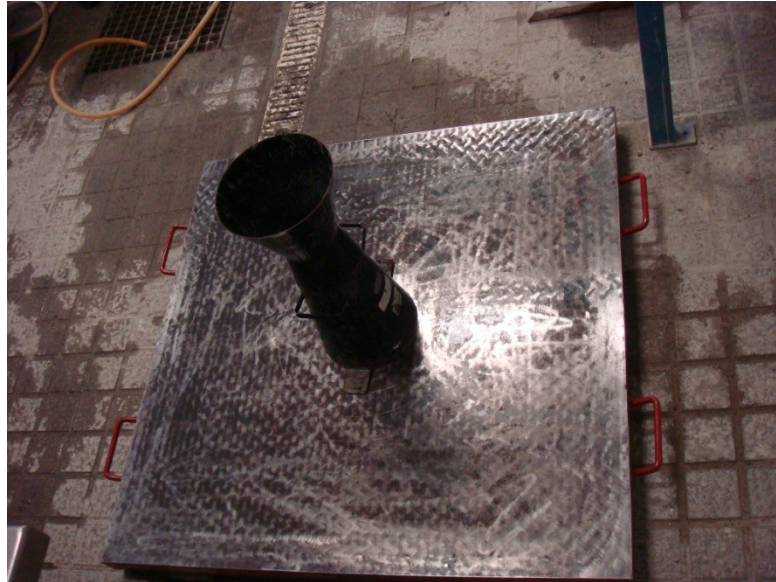


Figura 3.21 - Cone de espalhamento sobre superfície lisa e limpa



Figura 3.22 - Momento em que se levantou o cone e o betão espalha-se sobre a superfície

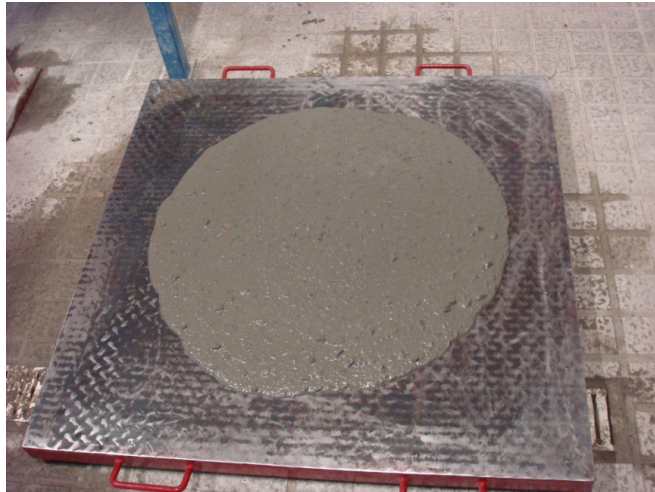


Figura 3.23 - Betão espalhado sobre a superfície lisa atingindo o seu diâmetro máximo

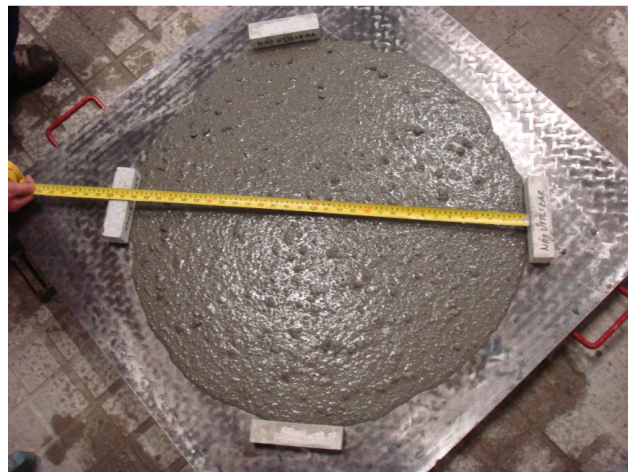


Figura 3.24 - Medição do diâmetro do betão segundo uma direcção

A partir do diâmetro médio de espalhamento é possível calcular a área de espalhamento relativa, traduzida pela expressão:

$$G_c = \left( \frac{D_m}{D_0} \right)^2 - 1 \quad (3.3)$$

Onde:

$G_c$  - área de espalhamento relativa;

$D_m$  - Diâmetro médio de espalhamento (mm);

$D_0$  - Diâmetro inicial na base do cone (mm).

Os resultados obtidos no ensaio de espalhamento traduziram-se num diâmetro médio de espalhamento de 780 mm, a que corresponde uma área de espalhamento relativa ( $G_c$ ) de 15.21. Apesar do diâmetro médio de espalhamento se situar 20 mm acima do limite superior esperado (diâmetro médio de espalhamento entre os 770 e os 790 mm), o resultado obtido é aceitável uma vez que não ocorreu qualquer segregação do agregado, correspondendo a um betão com elevada capacidade de deformação.

O ensaio de fluidez avalia a velocidade de deformação do betão. Este ensaio é muito parecido com o das argamassas, alterando somente as proporções e dimensões do equipamento. O equipamento utilizado neste ensaio foi o funil-v, representado na Figura 3.25. Depois de terminar a amassadura e de se ter limpo com um pano húmido o funil, deu-se início ao enchimento do funil até ao topo, como se pode observar na Figura 3.26. Verificadas estas condições, foi aberta a comporta inferior e em simultâneo accionou-se o cronómetro de modo a contar o tempo de escoamento do betão no funil. O tempo de escoamento terminou quando foi observado o primeiro raio de luz na parte mais estreita do funil.

Na Figura 3.27 pode observar-se o escoamento do betão.



Figura 3.25 - Funil-v



Figura 3.26 - Enchimento do funil-v até ao topo



Figura 3.27 - escoamento do betão

Este ensaio pode ser expresso directamente pelo tempo de escoamento,  $t$ , ou através da determinação da velocidade relativa de escoamento, traduzida pela seguinte expressão:

$$Rc = \frac{10}{t} \quad (3.4)$$

Onde:

Rc- Velocidade relativa de escoamento ( $s^{-1}$ )

t- Tempo de escoamento (s)

Os resultados obtidos no ensaio de fluidez (funil-v) traduziram-se num tempo de escoamento de 15,64 s, a que corresponde uma velocidade relativa de escoamento ( $Rc$ ) de  $0,639 s^{-1}$ . O resultado obtido situa-se no intervalo pretendido (tempo de escoamento entre 10 e 15 s), significando que o betão possui uma viscosidade adequada.

Para avaliar as características da auto-compactabilidade do betão utilizou-se o ensaio de Caixa-L. A Caixa-L, representada na Figura 3.28, foi a mesma que Nepomuceno [34] utilizou no seu trabalho. Inicialmente efectuou-se a limpeza da caixa com um pano húmido e de seguida realizou-se o enchimento da caixa. Este ensaio é efectuado para medir  $H1$  e  $H2$ , que correspondem à altura do betão na coluna vertical e na extremidade da caixa, respectivamente. Depois da Caixa-L totalmente cheia e com a superfície alisada mas sem ser aplicada qualquer vibração, como se ilustra na Figura 3.29, foi aberta a comporta e iniciou-se o escoamento do betão. Na Figura 3.30 pode observar-se o escoamento do betão através dos obstáculos

(armaduras). Quando terminado o movimento do betão, mediram-se os parâmetros H1 e H2, como se pode observar nas Figuras 3.31 e 3.32.



Figura 3.28- Caixa-L



Figura 3.29 - Caixa-L totalmente cheia e com a superfície alisada



Figura 3.30 - Escoamento do betão através das armaduras



Figura 3.31 - Medição do parâmetro H1



Figura 3.32 - Medição do parâmetro H2

A relação H2/H1 obtida no ensaio foi de auto-compactabilidade na Caixa-L foi de 0,924, respondendo favoravelmente ao requisito estabelecido ( $H2/H1 \geq 0,85$ ).

Foram produzidas duas amassaduras de 80 litros cada, do mesmo tipo de betão, para perfazer os 160 litros necessários para moldar todos os provetes de ensaio. A geometria dos provetes de ensaio foi condicionada pelas exigências normativas ou pelas recomendações de diferentes autores, no que respeita à distância mínima entre um ponto de ensaio e uma extremidade livre de betão ou à espessura mínima do provete. Foram moldados 7 conjuntos de provetes para ensaio, perfazendo um total de 35 provetes. Cada conjunto incluiu 1 provete cúbico de 200 mm de aresta e 4 provetes cúbicos de 150 mm de aresta. O provete cúbico de 200 mm de aresta foi necessário para alojar cinco sondas do ensaio de arranque e uma sonda do ensaio de maturidade. Os restantes provetes de cada grupo destinaram-se aos ensaios de compressão, ensaios de medição da dureza superficial e ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons.

Após a amassadura, os provetes permanecerem 24 horas no interior do laboratório cobertos por uma película de filme plástico como se ilustra na Figura 3.33. Após as 24 horas foram descofrados (Figura 3.34) e colocados na câmara de cura a uma temperatura de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  e uma humidade relativa igual ou superior a 90%, de acordo com a Especificação do LNEC 255 [20]. O primeiro conjunto de provetes foi ensaiado às 24 horas de idade logo após a sua descofragem e os restantes ficaram na câmara de cura até serem ensaiados aos 2, 3, 7, 14, 28 e 94 dias.



Figura 3.33 - Provetes cobertos por uma película de filme plástico



Figura 3.34 - Provetes a serem descofrados

### 3.3 - Aplicação dos ensaios não destrutivos

Na presente dissertação foram usados alguns dos ensaios não destrutivos actualmente disponíveis para efeitos de estimativa do valor da resistência à compressão do betão, nomeadamente, o ensaio de arranque (Lok-test), o ensaio de medição da dureza superficial (Esclerómetro de Schmidt) e o ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons (PUNDIT). Complementarmente, utilizou-se ainda o ensaio de avaliação da maturidade do betão (COMA-Meter). Os resultados obtidos nos ensaios não destrutivos foram correlacionados com os valores obtidos no ensaio de compressão de provetes do mesmo betão, com a mesma maturidade. Nos itens seguintes descreve-se a metodologia e procedimentos adoptados na execução de cada um dos ensaios descritos.

#### 3.3.1 - Ensaio de medição da dureza superficial

A dureza superficial da superfície do betão, em condições normais, aumenta com a idade e com a resistência. A dureza superficial é uma propriedade mensurável, e como tal levou ao desenvolvimento de vários métodos de ensaio, no sentido de se tentar estabelecer a relação da mesma com a resistência.

Vários martelos de ressalto encontram-se hoje disponíveis no mercado. Estes suprem diferentes energias de impacto e áreas de contacto, adaptáveis a betões leves, betões estruturais normais e a grandes massas de betão. O aparelho seleccionado para o presente trabalho foi o martelo de ressalto (esclerómetro) do Tipo N, com uma energia de impacto de cerca de 2,2 N.m., que se ilustra na Figura 3.35.

Sobrevém que os detalhes de procedimento de ensaio expostos pela norma britânica [10], tais como o espaçamento mínimo entre as posições de impacto, reportam-se especificamente a este esclerómetro. Por outro lado, também a norma americana [4] faz alusão à determinação do número de ressalto em betões endurecidos, através de um martelo de aço accionado por uma mola, que a versão deste aparelho comporta.



Figura 3.35 - Esclerómetro de Schmidt do Tipo N [35]

O resultado fornecido pelo aparelho é expresso em termos de número de ressalto,  $R$ , ou seja uma grandeza adimensional. É de salientar que o número de ressalto é uma grandeza que depende principalmente da energia acumulada numa mola estabelecida e da massa utilizada. Vejamos, martelos de Schmidt com diferentes energias de impacto levam à obtenção de resultados divergentes quando aplicados numa mesma superfície com o mesmo nível de dureza. Este facto é de extremo interesse e deverá ser salvaguardado sempre que se interpretam correlações existentes.

Pela sua robustez, o esclerómetro é um equipamento que exige pouca manutenção e se adapta bem a muitas conjunturas em obra. Não obstante, e como todos os equipamentos, está sujeito a alterações consequentes da vicissitude das propriedades dos materiais ao longo do tempo, seja do desgaste pela utilização, seja devido a uma avaria ocasional, que poderá aparentemente não ser detectada. Para que se possa aferir de forma rápida e diligente as condições de funcionamento dos martelos de ressalto, é essencial dispor-se de equipamento de aferição (Figura 3.36) que, no caso dos martelos de ressalto de mola, é comumente constituído por um pequeno cilindro em aço, denominado na literatura inglesa por “*unvil test*”, e que na presente dissertação será designado de forma sucinta por “*bigorna*”.



Figura 3.36 - Execução do teste de aferição de um esclerómetro do Tipo N

A Figura 3.37 representa uma bigorna deste género, com uma massa de cerca de 16 kg, apropriada para avaliar alguns dos aparelhos previamente citados, como é o caso dos esclerómetros dos tipos N, NR, L e LR. Este aparelho foi utilizado durante a análise experimental apresentada neste trabalho para aferir a calibração do esclerómetro.



Figura 3.37 - Bigorna para execução do teste de aferição de um esclerómetro

Os procedimentos a adoptar na caracterização de uma determinada localização variam com as normas nacionais de cada país. Estes procedimentos definem essencialmente o número mínimo de leituras válidas para representar uma localização e a forma de validação dessas mesmas leituras.

De acordo com a norma britânica BS 1881: Part 202 [10], que coincide com as opiniões de Bungey e Millard [7], essas leituras devem ser realizadas, de preferência, numa zona que não exceda um quadrado com 300 mm de lado, em vez de repartidas de forma aleatória sobre toda a estrutura ou unidade, e devem localizar-se preferencialmente nos pontos de intersecção de uma grelha regular com linhas afastadas de 20 mm a 50 mm desenhada nesse quadrado. A mesma norma refere ainda que o número de ressalto que caracteriza esta localização deve ser

calculado usando todas as leituras, ou seja devem incluir as anormalmente altas e anormalmente baixas, excepto caso haja uma boa razão para suspeitar da validade de uma leitura em específico.

A norma americana [12] considera razoável a realização de 10 leituras numa área com pelo menos 150 mm de diâmetro, com diferenças de pelo menos 25 mm entre os pontos de ensaio. Se durante a realização de uma leitura individual se averiguar que o pistão esmagou e trespassou um espaço vazio próximo da superfície dever-se-á excluir essa leitura e substituir por outra. Se uma leitura individual divergir da média das 10 leituras registadas mais que 7 unidades deverá ser eliminada, e o resultado será dado pela média das demais 9 leituras. Caso mais de duas leituras diferirem da média em 7 unidades, todo o conjunto de leituras deverá ser eliminado.

O fabricante do aparelho [46] sugere, um procedimento distinto dos anteriores. O mesmo propõe a realização de 5 a 10 leituras individuais, de preferência 10, na área de ensaios anteriormente preparada. O resultado final deverá ser calculado pela média dessas leituras e arredondado ao múltiplo de  $\frac{1}{2}$  unidade de escala mais próximo. Caso o resultado de uma leitura individual difira da média das restantes em mais de cinco unidades essa leitura não deverá ser considerada válida e, após eliminada, deverá ser substituída por uma outra efectuada num ponto próximo. Há divergência de leituras quando o pistão bate directamente sobre uma partícula de inerte à superfície ou sobre uma cavidade existente por baixo desta.

No presente trabalho, em cada um dos 7 conjuntos de provetes moldados, sendo que cada conjunto foi ensaiado com uma determinada idade de ensaio (1, 2, 3, 7, 14, 28 e 94 dias), foi seleccionado aleatoriamente um provete de 150 mm de aresta para nele se realizar o ensaio de dureza superficial, como se pode ver na Figura 3.38. Nesse provete foram realizadas 9 medições na posição horizontal em duas faces opostas e perpendiculares à direcção de moldagem, com o mesmo provete sujeito a uma carga de contenção equivalente a 1/10 da carga de rotura, como é possível verificar na Figura 3.39, que se refere ao ensaio de dureza superficial. A carga de rotura foi obtida do ensaio prévio à compressão de 3 provetes cúbicos de 150 mm de aresta provenientes do mesmo conjunto. Cada uma dessas nove medições foi representada por uma leitura individual. Foi utilizada uma folha de 150 mm de lado com nove pontos equidistantes, de acordo com recomendações da norma britânica BS 1881; Part 202 [8].



Figura 3.38 - Provete pronto a ensaiar



Figura 3.39 - Ensaio de medição da dureza superficial

### 3.3.2 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons

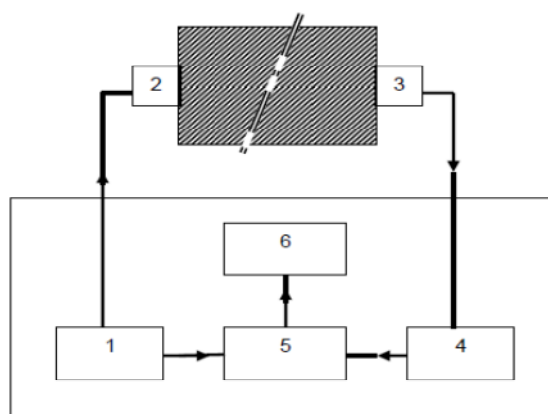
Se for considerado apenas o ponto de vista dos danos causados na superfície do betão, conclui-se que o método de medição da velocidade de propagação de ultra-sons é o método menos destrutivo, isto é, o único método propriamente não destrutivo, de entre os diferentes métodos descritos no presente trabalho. A técnica deste ensaio recai na medição do tempo de percurso de uma onda ultra-sónica que trespassa o betão numa determinada superfície bem conhecida. O resultado final em termos de velocidade de propagação dos ultra-sons é expresso em km/s, determinado a partir da razão entre o comprimento e o tempo gasto no trajecto.

Uma das aplicações possíveis deste método baseia-se na estimativa da resistência à compressão do betão a partir de correlações estabelecidas entre a velocidade de propagação dos ultra-sons e esta grandeza. Não obstante, a sua maior potencialidade está no estudo comparativo da qualidade relativa de um betão ou de betões da mesma constituição colocados

num elemento ou em localizações comparáveis de vários elementos do mesmo tipo. A norma britânica BS1881:Part 203 [9] e a norma americana ASTM C597 [3] estabelecem recomendações quanto ao uso deste método.

Os equipamentos comercializados presentemente são basicamente constituídos pelos elementos apresentados na Figura 3.40, baseada nas referências [28] e [3], são eles:

- Um gerador de impulsos (1), capaz de gerar impulsos eléctricos repetidos. Estes são enviados através do cabo de conexão para o transdutor emissor;
- Um transdutor emissor (2), que recebe os impulsos eléctricos enviados pelo gerador de impulsos (1) e os transforma em ondas de impacto de energia mecânica, que percorrem o betão numa extensão bem conhecida, até serem auferidos pelo transdutor receptor (3). A frequência natural dos transdutores situa-se geralmente na gama de 20 kHz a 150 kHz, sendo as altas frequências recomendadas em percursos curtos e as baixas frequências em percursos longos e [9]. Para as aplicações mais constantes, os transdutores com frequências entre os 50 kHz e os 60 kHz são os mais apropriados [9].
- Um transdutor receptor (3) idêntico ao anterior (2), que recebe a energia mecânica e a transforma novamente em impulso eléctrico da mesma frequência, o qual é transmitido para o amplificador através de um outro cabo de conexão;
- Um amplificador (4), que amplia o sinal captado pelo receptor, que vai permitir a sua detecção pela unidade de medição do tempo;
- Uma unidade de medição do tempo (5) que, depois de detectar o sinal de recepção da onda, quantifica o intervalo de tempo decorrido entre a emissão e a recepção do impulso;
- Um mostrador digital (6), que mostra o tempo de percurso em microsegundos.



**Legenda:**

- |                                    |                                 |
|------------------------------------|---------------------------------|
| 1- Gerador de impulsos eléctricos; | 4- Amplificador;                |
| 2- Transdutor emissor;             | 5- Unidade de medição do tempo; |
| 3- Transdutor receptor;            | 6- Mostrador digital.           |

Figura 3.40 - Esquema do aparelho de ultra-sons [35]

Na análise experimental descrita no presente trabalho foi usado um modelo (PUNDIT), cujo esquema de funcionamento é semelhante ao descrito no parágrafo anterior, e pode ser visto na Figura 3.41. Este aparelho contém transdutores com frequências de ressonância de 54 kHz. Incorpora ainda uma unidade de ajustamento do tempo de percurso, que vai permitir a aferição do aparelho anteriormente à execução do ensaio, para além dos elementos descritos na Figura 3.40. Com o aparelho aferido é possível medir o tempo de percurso numa distância entre os 100 mm e os 3 metros com uma precisão de  $\pm 1\%$  [9].



Figura 3.41 - Aparelho de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons [35]

A aferição do equipamento de ensaio deverá realizar-se cada vez que uma campanha de ensaios se inicia, sempre que os transdutores são intercambiados e sempre que diferentes transdutores ou diferentes comprimentos de cabos são utilizados. Qualquer um destes factores, ou mesmo um movimento accidental do botão de calibração, podem inserir erros significativos nas medições, como tal não se deve dispensar a verificação das condições de funcionamento do aparelho.

A operação de aferição consiste em fazer coincidir a leitura fornecida pelo aparelho, com o valor de referência indicado no cilindro de calibração. O contacto entre os transdutores e as extremidades do cilindro de referência deve fazer-se inserindo entre elas uma camada muito fina de uma massa gordurosa e pressionando firmemente os transdutores.

A Figura 3.42 ilustra a operação de aferição do aparelho utilizado na análise experimental deste trabalho, através de um cilindro de calibração com um tempo de referência de 25,6  $\mu$ s.



Figura 3.42 - Operação de aferição do aparelho de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons.

A velocidade de propagação deverá ser medida, de preferência, colocando-se os transdutores em contacto com duas faces moldadas do betão em estudo e que sejam paralelas entre si. Superfícies não moldadas podem apresentar desigualdades em relação ao betão a maiores profundidades, assim sendo, deverá utilizar-se comprimentos de percurso suficientemente extensos para reduzir a influência resultante desse fenómeno.

Em função da disposição adoptada para os transdutores, conforme se mostra na Figura 3.43, são possíveis três tipos de leitura: a leitura directa, semi-directa e indirecta.

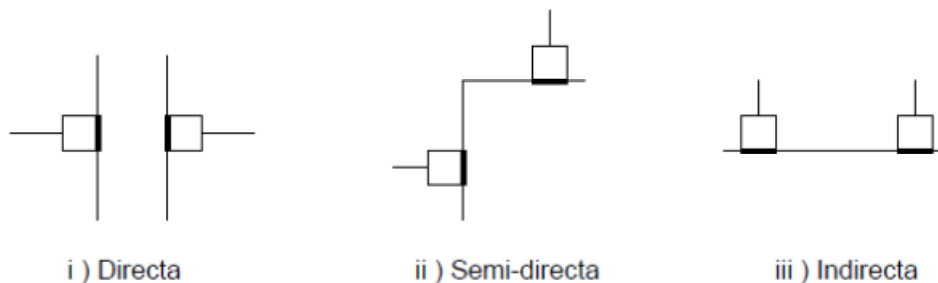


Figura 3.43 - Tipo de leituras em função da disposição dos transdutores

A norma britânica, BS 1881: Part 203: 1986 [9] recomenda um comprimento mínimo de 150 mm para transmissão directa envolvendo uma superfície moldada e outra não moldada e um mínimo de 400 mm para transmissão indirecta ao longo de uma superfície não moldada.

Os ensaios da medição da velocidade de propagação dos ultra-sons foram efectuados com recurso a um aparelho do tipo PUNDIT. No presente trabalho, em cada um dos 7 conjuntos de provetes moldados, foram efectuadas medições da velocidade de propagação de ultra-sons em 4 provetes de 150 mm de aresta. Em cada provete foi efectuada apenas uma leitura perpendicularmente à direcção da betonagem e entre duas faces moldadas. A ligação entre a superfície do betão e dos transdutores fez-se através da interposição de uma camada fina de vaselina.

### 3.3.3 - Ensaio de arranque

Os ensaios de arranque estão incluídos no grupo denominado de “Ensaio Próximos da Superfície”, descritos na norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [8], ou ainda na norma americana ASTM C900-87 [5]. Estes ensaios são referidos por vezes de “Parcialmente Destrutivos”, mas podem ser classificados de “Não Destrutivos” de acordo com a norma britânica BS 1881: Part 201: 1986 [6].

Neste método, a resistência de um betão pode ser relacionada com a força necessária para arrancar um disco metálico inserido no interior desse betão a uma determinada profundidade. O arranque do disco extrai um fragmento de betão com a forma tronco-cônica que se encontra entre o disco e a superfície do betão. A força de arranque e a geometria do fragmento de betão extraído dependem do diâmetro do disco ( $d$ ), do diâmetro do anel ( $D$ ) e da profundidade a que este se encontra ( $h$ ) [15] (Figura 3.44).

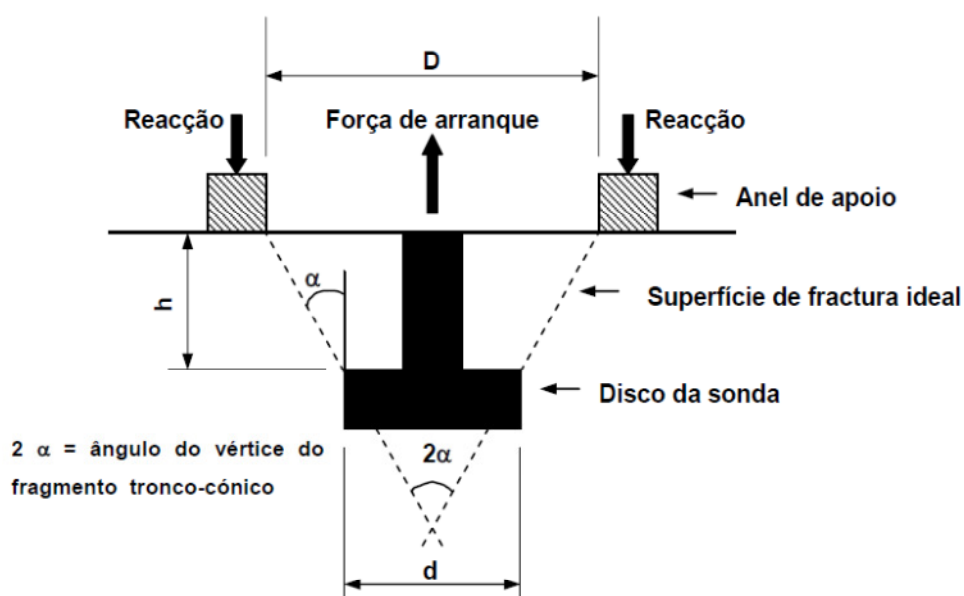


Figura 3.44 - Esquema do ensaio de arranque

Existem três tipos de rotura neste ensaio, designadas por X, Y e Z (Figura 3.45), e têm o seguinte significado:

Rotura X - É a única rotura aceitável;

Rotura Y - O ensaio é rejeitado devido ao valor da força de arranque ser reduzido, onde ocorre fendilhação prejudicial fora do diâmetro interior do anel de apoio;

Rotura Z - O betão é arrancado fora do diâmetro interior do anel de apoio devido a uma superfície irregular ou mesmo quando a sonda não foi instalada perpendicularmente à superfície.

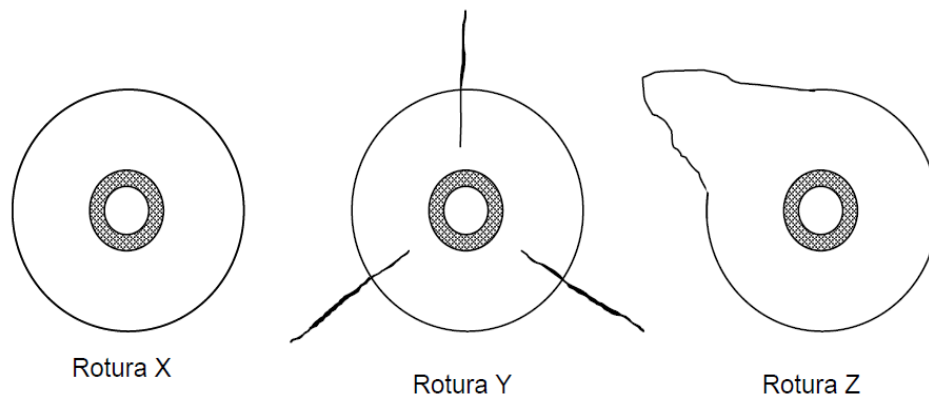


Figura 3.45 - Tipos de roturas num ensaio Lok-test [50]

O sistema utilizado na presente dissertação foi o “*Lok-test*”. O “*Lok-test*” é fornecido numa mala de transporte portátil e é constituída por:

- Máquina hidráulica de tracção (Figura 3.46) que fornece uma leitura directa da força de arranque em kN, sendo este valor depois convertido em força de arranque real, através de tabelas de calibração fornecidas pelo fabricante. O laboratório da UBI dispõe de uma máquina com capacidade de carga de 60 kN para betão de resistência normal e outra máquina com capacidade de carga de 150 kN destinada a betões de resistência muito elevada. Na presente dissertação foram usadas ambas as máquinas devido a um problema técnico que ocorreu com a máquina de 150 kN.
- Sondas metálicas, constituídas pelo disco com 25 mm de diâmetro e pela haste com 25 mm de comprimento como se pode observar na Figura 3.47. O fabricante recomenda para betões de alta resistência as sondas com haste de maior diâmetro de modo a suportar maiores forças de tracção. As normas BS 1881: Part 207: 1992 [8] e ASTM C900-87 [5] designam que o diâmetro máximo da haste não deverá ser superior a 60% do diâmetro do disco e ainda que a altura da haste seja igual ao diâmetro do disco da sonda.
- Acessórios de arranque, isto é, anel de apoio com 55 mm de diâmetro interior (1), disco de posicionamento (2), tubo de extensão (3), peça de união (4) e parafuso de tracção em aço de alta resistência (5), como se ilustra esquematicamente na Figura 3.48.
- Ferramentas de apoio necessárias para desenroscar a haste da sonda, efectuar a manutenção do aparelho, apertar o parafuso de tracção, entre outras.
- Mala de transporte portátil com todo o material atrás descrito.

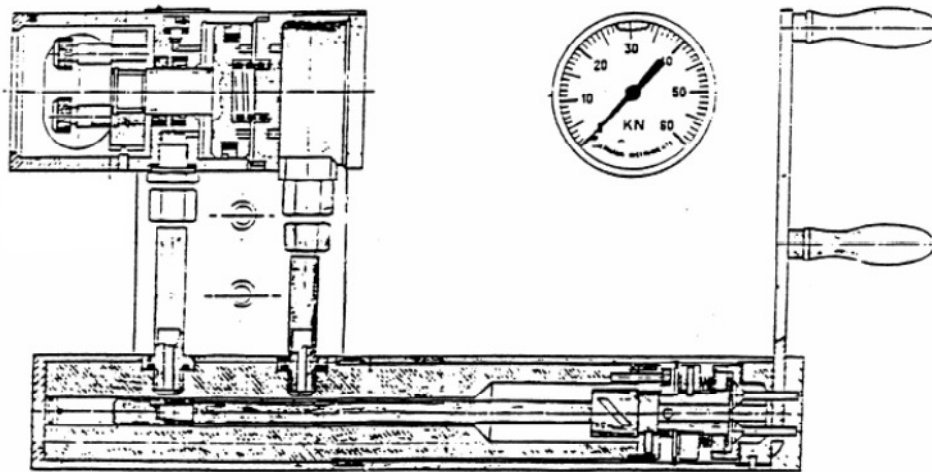


Figura 3.46 - Secção longitudinal da máquina hidráulica de tracção



Figura 3.47 - Sonda utilizada no ensaio “Lok-test”

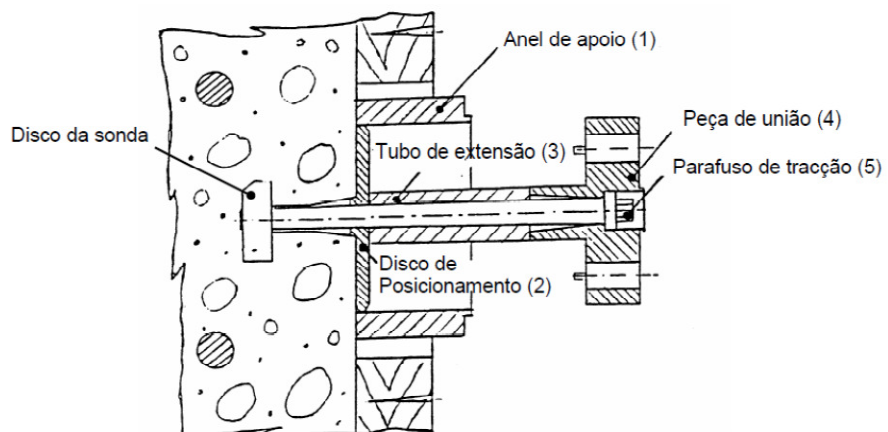


Figura 3.48 - Acessórios do mecanismo de arranque do ensaio “Lok-test”

Na campanha experimental da presente dissertação a localização dos pontos de ensaio seguiu as recomendações das normas britânicas BS 1881: Part 207: 1992 [8] e americana ASTM C900 - 87 [5]. Cada um dos 7 conjuntos de provetes de ensaio incluiu 1 provete cúbico de 200 mm de aresta, onde foram alojadas 5 sondas “Lok-test”, em cumprimento da norma britânica BS 1881: Part 207: 1992 [8] que estabelece um número mínimo de 4 ensaios de arranque.

A Figura 3.49 ilustra a posição das cinco sondas instaladas nos provetes cúbicos de 200 mm de aresta, enquanto a Figura 3.50 ilustra a fase de betonagem desses provetes. O disco (sonda) com 25 mm de diâmetro e 25 mm de comprimento é fixo à extremidade de uma haste que é apertada à cofragem.



Figura 3.49 - Vista das 5 sondas “Lok-test” num provete cúbico de 20 cm de aresta



Figura 3.50 - Provetes a betonar com as sondas colocadas

No momento do ensaio a haste da sonda é retirada e substituída por um parafuso de tracção, que de seguida é traccionado pela máquina hidráulica assente sobre o anel de apoio (Figura 3.51).



Figura 3.51 - Máquina hidráulica pronta a ensaiar

No presente trabalho, após atingir a rotura, o disco e o respectivo tronco-cónico de betão foram extraídos totalmente (Figuras 3.52, 3.53 e 3.54), o que permitiu avaliar o tipo de rotura e reaproveitar as sondas “Lok-test”. Note-se que em situações práticas, logo que se atinja a rotura, a máquina pode ser descarregada e as sondas podem permanecer no interior do betão. Neste caso, se a haste for reintroduzida após a leitura praticamente não estarão visíveis evidências do ensaio porque haverá novamente hidratação das microfendas, fixando o cone ao betão [31].



Figura 3.52 - Final do ensaio após leitura



Figura 3.53 - Disco arrancado totalmente

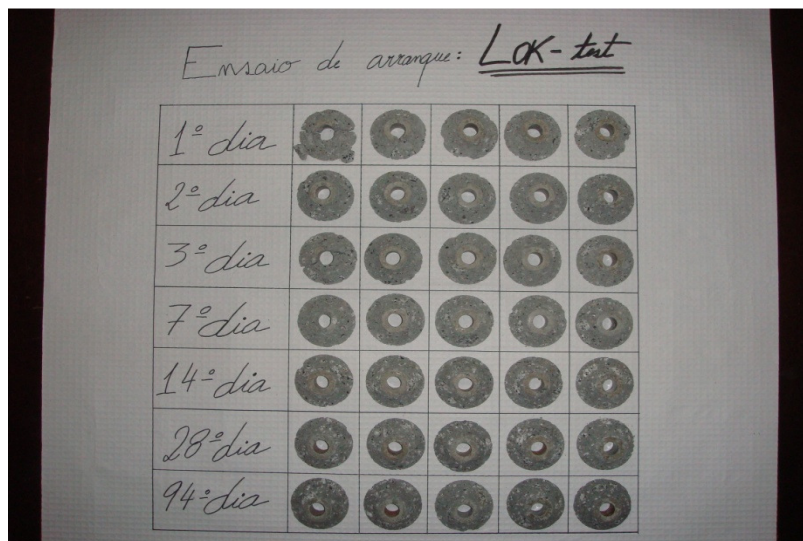


Figura 3.54 - Fragmento de betão (tronco-cónicos) de todos os ensaios efectuados com o Lok-test

### 3.3.4 - Ensaios de avaliação da maturidade do betão

O “COMA-Meter” (COncrete MAaturity-Meter) é um ensaio que serve para medir a maturidade do betão e foi desenvolvido por Hansen em 1981, sendo constituído por um tubo capilar fechado contendo um líquido especial que se vai evaporando ao longo do tempo (Figura 3.55). O “COMA-Meter“ aproxima-se da equação de Arrhenius para a maturidade [44]. Fixo ao

tubo está uma lâmina que mostra uma escala em dias de maturidade equivalente. A lâmina que suporta o tubo está inserida numa cápsula roscada, protegida do contacto directo com o betão através de um invólucro de plástico em forma de tubo.



Figura 3.55 - Medidor de maturidade “COMA-Meter” [35]

Este ensaio permite estimar a resistência à compressão do betão conhecendo o seu grau de maturidade “*in situ*”, expresso em idade equivalente em dias do betão sujeito a cura normalizada a 20 °C. O método da maturidade fornece uma estimativa grosseira da resistência “*in situ*” mas pode ser ainda mais útil para determinar a altura adequada para aplicar o ensaio de arranque ou mesmo a melhor altura para ser descobrada a estrutura.

No mercado estão disponíveis gamas de medição de 0 a 5,5  $M_{20}$  dias ou de 0 a 14  $M_{20}$  dias. A gama utilizada na presente dissertação foi a de 0 a 14  $M_{20}$  dias. Logo após a betonagem foi instalado um medidor de maturidade nos provetes cúbicos de 200 mm de aresta dos primeiros 4 conjuntos de provetes (a ensaiar com idade inferior ou igual aos 14 dias). O procedimento inicial consistiu em partir o tubo capilar no seu extremo superior (Figura 3.56), inseri-lo imediatamente no invólucro protector roscado e, de seguida, colocando-o no betão a partir da superfície como ilustra a Figura 3.57. A partir do momento em que a extremidade do tubo capilar é partida o líquido que está no seu interior começa a evaporar-se devido à temperatura do betão.



Figura 3.56 - Momento em que o tubo capilar é partido

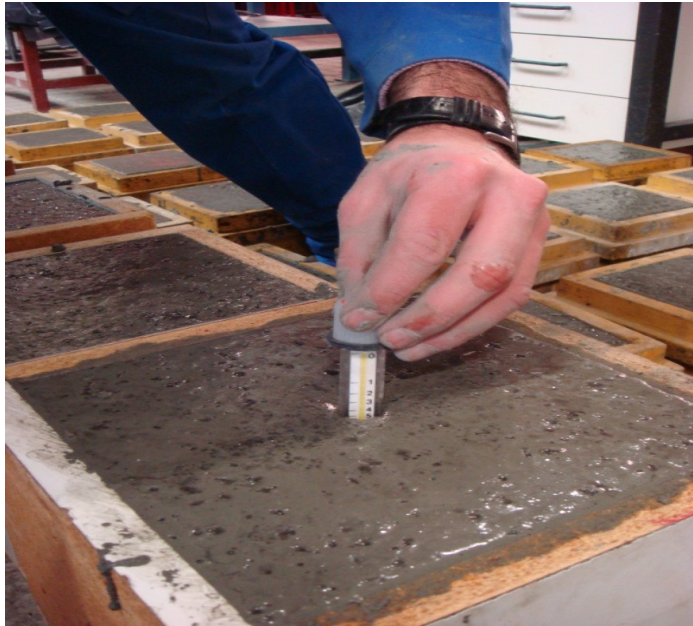


Figura 3.57 - Colocação do “COMA-Meter” na superfície de betão

Os provetes permaneceram 24 horas no interior do laboratório protegidos com um filme plástico até serem descofrados (Figura 3.58). Após a descofragem os provetes foram colocados na câmara de cura a  $20 \pm 2$  °C e HR superior a 90%. As leituras da maturidade foram efectuadas para os quatro provetes nas idades de 1, 2, 3, 7 e 14 dias.



Figura 3.58 - Aspecto final após descofragem de um provete cúbico de 200 mm



# CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

## 4.1 - Introdução

A análise dos dados recolhidos ao longo da campanha experimental envolveu, para cada um dos métodos de ensaio, três fases: o tratamento de dados, a análise da variabilidade do próprio ensaio e a análise das correlações com a resistência à compressão.

Os resultados obtidos ao longo do trabalho experimental desenvolvido são apresentados em detalhe do Anexo A.1 ao Anexo A.6.

Nos subcapítulos 4.2.1, 4.3.1, 4.4.1 e 4.5.1 serão apresentados, em síntese, os resultados obtidos na fase de tratamento de dados para cada ensaio. Este tratamento envolve a determinação do valor médio, do desvio padrão e do coeficiente de variação de cada conjunto de provetes.

A discussão dos resultados será apresentada nos subcapítulos 4.2.4, 4.3.4, 4.4.4 e 4.5.4, igualmente de forma separada para cada um dos ensaios e acontece a análise da variabilidade do próprio ensaio e da análise das correlações com a resistência à compressão. A análise da variabilidade do próprio ensaio é representado de forma gráfica e ilustra a variação dos parâmetros estatísticos, isto é, desvio padrão e coeficiente de variação, face à variação do nível de resistência à compressão dos betões. Assim como a análise das correlações entre grandezas medidas pelos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão é representada de forma gráfica.

De maneira a possibilitar a comparação, os resultados obtidos por aplicação dos ensaios não destrutivos são sempre acompanhados dos respectivos resultados da resistência à compressão do betão em causa.

## 4.2 - Ensaio de medição da dureza superficial

### 4.2.1 - Apresentação dos resultados

O esclerómetro de *Schmidt* do tipo N utilizado para a execução do ensaio de dureza superficial apenas foi aplicado na posição horizontal. Os resultados obtidos nesses ensaios são apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Medição da dureza superficial

Identificação do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta ( $f_{cm}$ )			Ensaio de dureza superficial (Número de ressalto - R)		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
P1	45,31	1,48	3,26	37,44	0,63	1,69
P2	58,16	2,21	3,81	41,00	1,20	2,92
P3	64,06	2,09	3,26	43,06	1,07	2,49
P7	71,92	3,00	4,16	45,39	1,39	3,06
P14	81,47	6,16	7,56	45,44	2,24	4,93
P28	90,70	1,33	1,46	47,56	1,26	2,65
P94	97,00	1,79	1,84	49,61	0,65	1,31

#### 4.2.2 - Análise da variabilidade do ensaio

A análise do Quadro anterior levou às seguintes observações a respeito da variabilidade dos resultados obtidos no ensaio de dureza superficial.

O coeficiente de variação das leituras do número do ressalto, por aplicação do esclerómetro variou desde 1,31% até 4,93%, apresentando um valor médio de 2,72%.

Segundo a norma britânica BS 1881: Part 202 [10], o coeficiente de variação das leituras individuais do ensaio de dureza superficial numa determinada localização pode variar dos 2% aos 15%, localizando-se em termos médios nos 10%. Os valores obtidos neste trabalho situam-se dentro do intervalo. Este facto poderá ser devido ao betão apresentar uma distribuição homogénea em consequência do elevado controle de produção utilizado em laboratório.

De forma a permitir uma análise mais cuidada da variabilidade dos ensaios, os resultados obtidos são de seguida apresentados de forma gráfica.

Na Figura 4.1 é apresentado um estudo da variação do desvio padrão em função do número de ressalto, onde é possível confirmar uma grande tendência para valores constantes do desvio padrão, no intervalo do número de ressalto situado entre R=37 e R=49, correspondendo a uma gama de resistência compreendida entre os 45 MPa e os 97 MPa. O desvio padrão varia desde 0,63 até 2,24 e apresenta como valor médio 1,21.

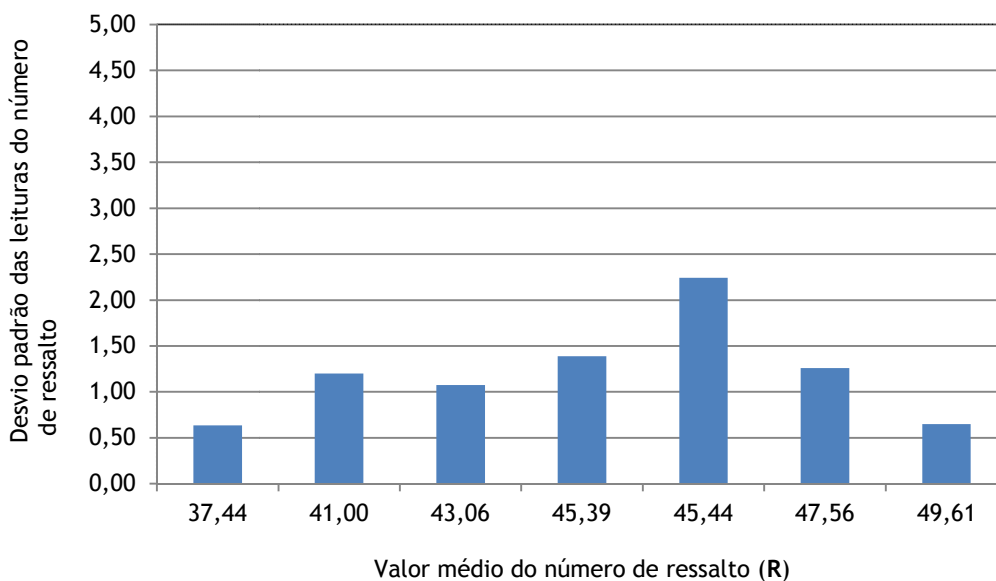


Figura 4.1 - Variação do desvio padrão em função do número de resalto

A Figura 4.2 apresenta o coeficiente de variação do número de resalto quando o seu valor médio variou entre R=37 e R=49, correspondendo a uma gama de resistência compreendida entre os 45 MPa e os 97 MPa. Neste gráfico (Figura 4.2) não se evidencia qualquer tendência para o aumento ou diminuição do coeficiente de variação em função do aumento do número médio de resalto, ou indirectamente com o aumento da resistência, como se ilustra na Figura 4.3.

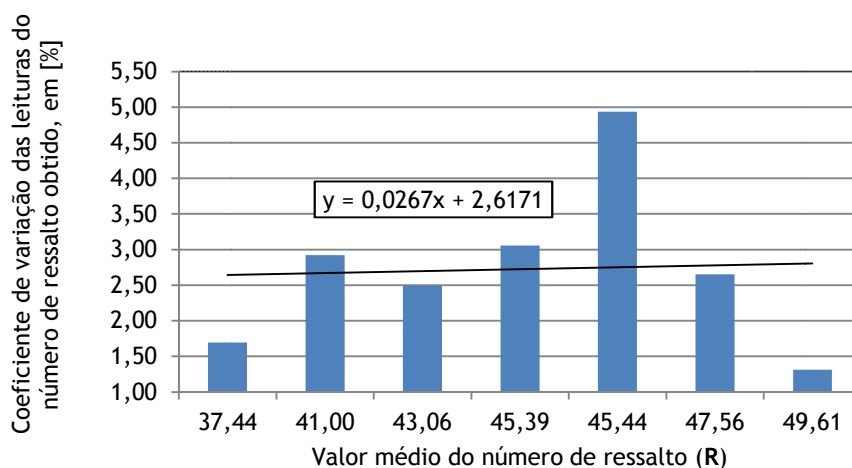


Figura 4.2 - Coeficiente de variação em função do número de resalto médio

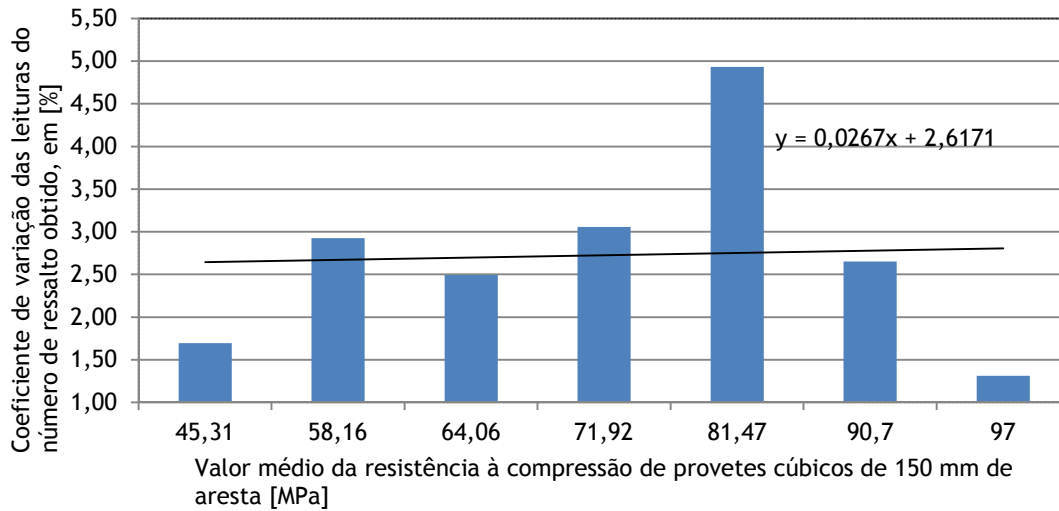


Figura 4.3 - Coeficiente de variação do número de ressalto em função da resistência à compressão do betão

#### 4.2.3 - Análise das correlações obtidas

O gráfico ilustrado na Figura 4.4 apresenta a relação entre a resistência à compressão medida em provetes cúbicos padrão e a dureza superficial do betão, seguindo os procedimentos já descritos no Capítulo 3. Os resultados obtidos evidenciam uma relação entre as duas grandezas.

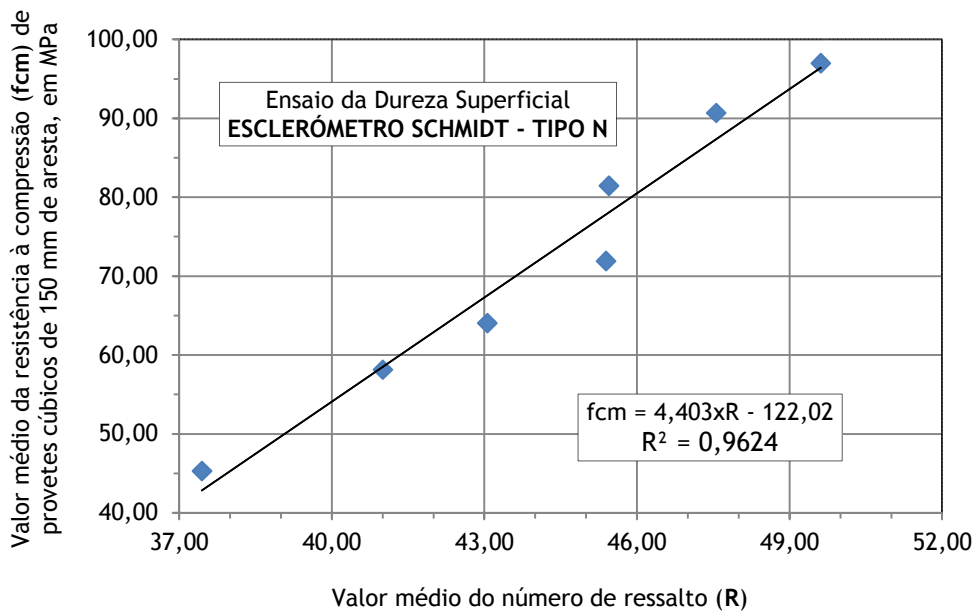


Figura 4.4 - Número de ressalto versus resistência à compressão

#### 4.2.4 - Discussão dos resultados obtidos

A realização do ensaio de dureza superficial por aplicação do esclerómetro do Tipo N, com energia de impacto de 2,207 N.m, conduz aos seguintes resultados:

- Este ensaio pode ser utilizado com relevância em betões com resistências à compressão até pelo menos 97 MPa, medido em cubos de 150 mm de aresta;
- O desvio padrão é o parâmetro estatístico que melhor avalia a “repetibilidade” do ensaio de dureza superficial;
- O desvio padrão mostrou-se aproximadamente constante nos pontos localizados de um betão com resistência à compressão até 97 MPa, apresentando valores compreendidos entre 0,63 e 2,24;
- O coeficiente de variação das leituras do número de ressalto de um betão com resistência à compressão até 97 MPa, medido em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, mostrou-se menos estável.

Nepomuceno [35] obteve as seguintes correlações para a gama de resistência normal e alta, como é possível observar nas seguintes Figuras 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8.

##### Correlações obtidas para gama de resistência normal

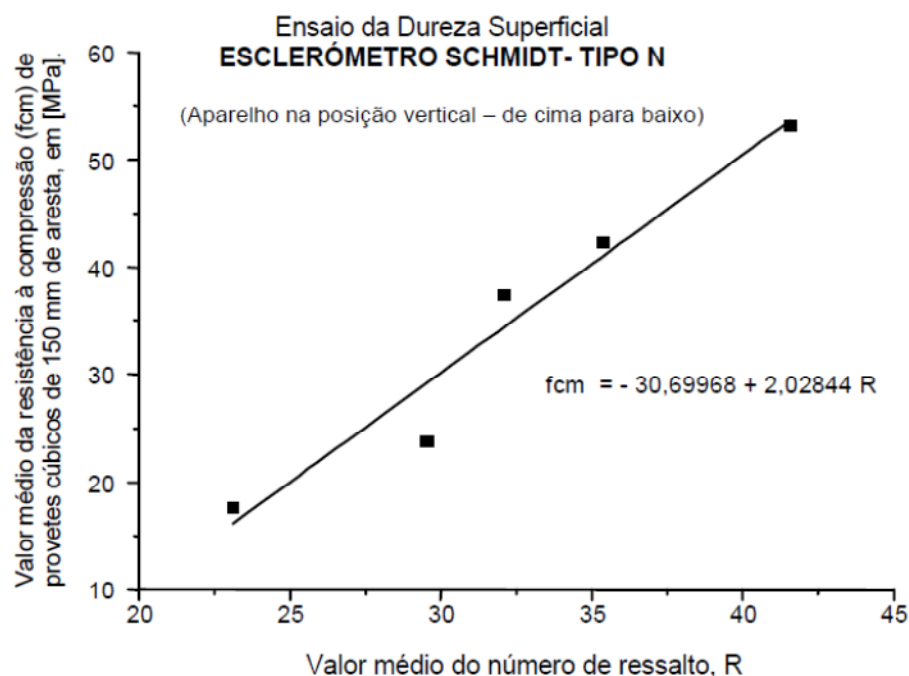


Figura 4.5 - Número de ressalto versus resistência à compressão - direcção vertical [35]

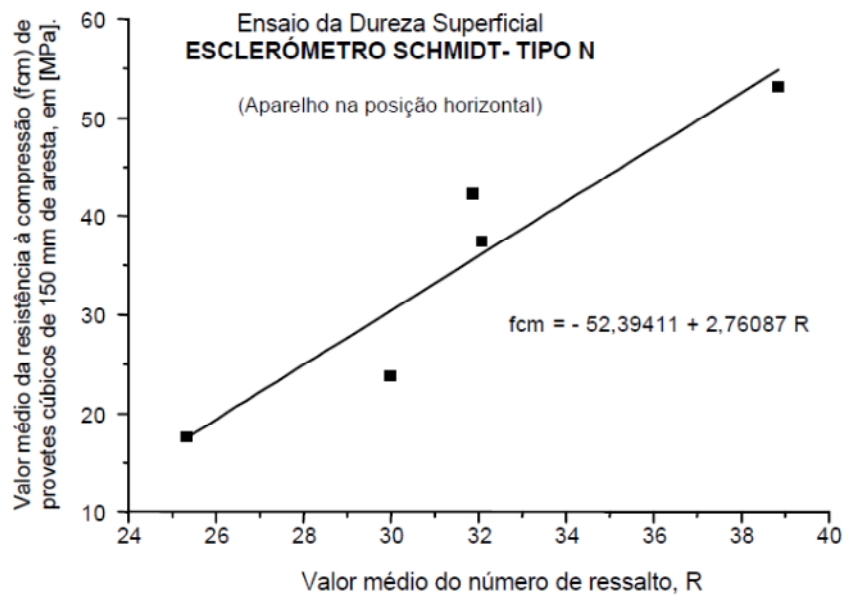


Figura 4.6 - Número de resalto versus resistência à compressão - direcção horizontal [35]

Correlações obtidas para gama de alta resistência

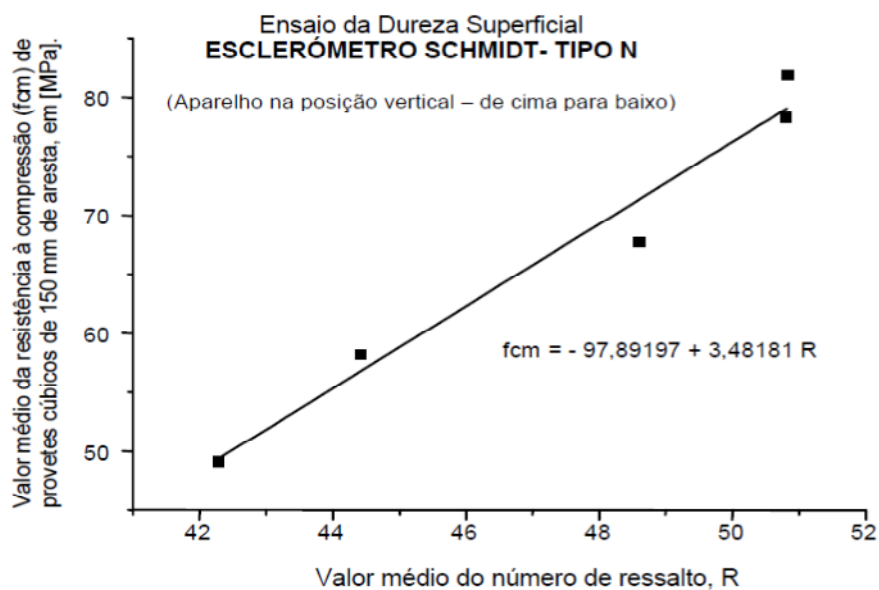


Figura 4.7 - Número de resalto versus resistência à compressão - direcção vertical [35]

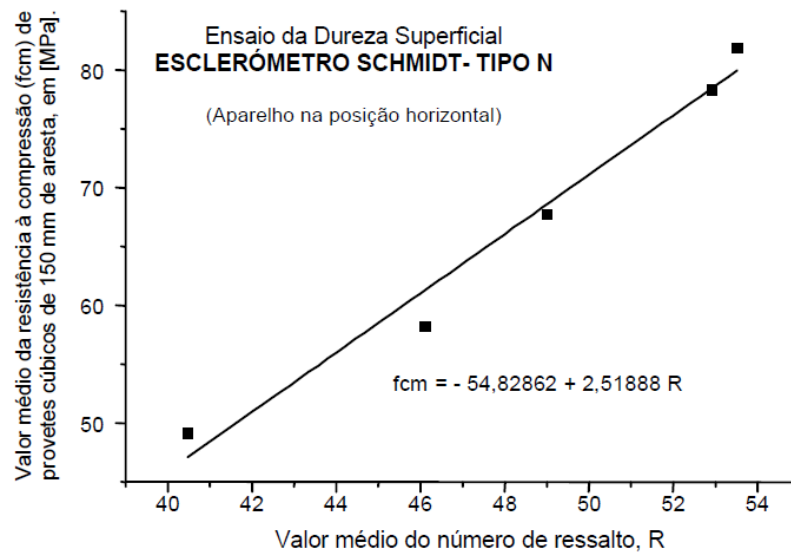


Figura 4.8 - Número de resalto versus resistência à compressão - direcção horizontal [35]

Como se pode verificar ao observar as figuras anteriores, e comparando com a Figura 4.4 (número de resalto versus resistência à compressão), conclui-se que as correlações obtidas para a gama de alta resistência são similares ao que foi obtido nesta dissertação, ou seja, as correlações revelam uma pequena dispersão.

## 4.3 - Ensaios de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons

### 4.3.1 - Apresentação dos resultados

O Quadro 4.2 apresenta os resultados obtidos por aplicação do ensaio ultra-sônico em provetes cúbicos com 150 mm de aresta, ensaiado perpendicularmente à direção de betonagem.

Quadro 4.2 - Ensaio ultra-sônico em provetes de betão cúbicos de aresta de 150 mm

Identificação do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta ( $f_{cm}$ )			Velocidade de propagação de ultra-sons		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio [Km/s]	Desvio padrão [Km/s]	Coef. de variação [%]
P1	45,31	1,48	3,26	4,31	0,035	0,82
P2	58,16	2,21	3,81	4,44	0,011	0,24
P3	64,06	2,09	3,26	4,57	0,025	0,56
P7	71,92	3,00	4,16	4,64	0,030	0,64
P14	81,47	6,16	7,56	4,80	0,063	1,31
P28	90,70	1,33	1,46	4,84	0,022	0,45
P94	97,00	1,79	1,84	4,83	0,015	0,31

### 4.3.2 - Análise da variabilidade do ensaio

A análise do Quadro 4.2 permite constatar que o valor do coeficiente de variação da velocidade de propagação de ultra-sons está compreendido entre 0,24 e 1,31%, apresentando um coeficiente médio de 0,62%.

As Figuras 4.9 e 4.10 apresentam o comportamento do desvio padrão e do coeficiente de variação da velocidade de propagação dos ultra-sons, quando o valor médio desta grandeza variou entre os 4,31 Km/s e 4,84 Km/s. É de salientar que os resultados obtidos não permitiram concluir acerca do parâmetro que melhor representa a repetibilidade do ensaio.

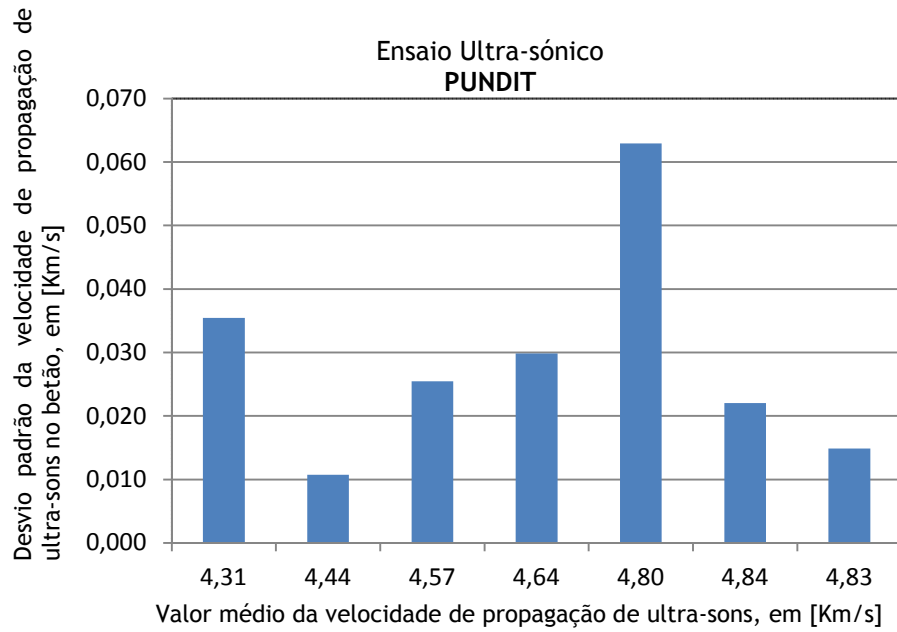


Figura 4.9 - Desvio padrão versus valor médio da velocidade dos ultra-sons

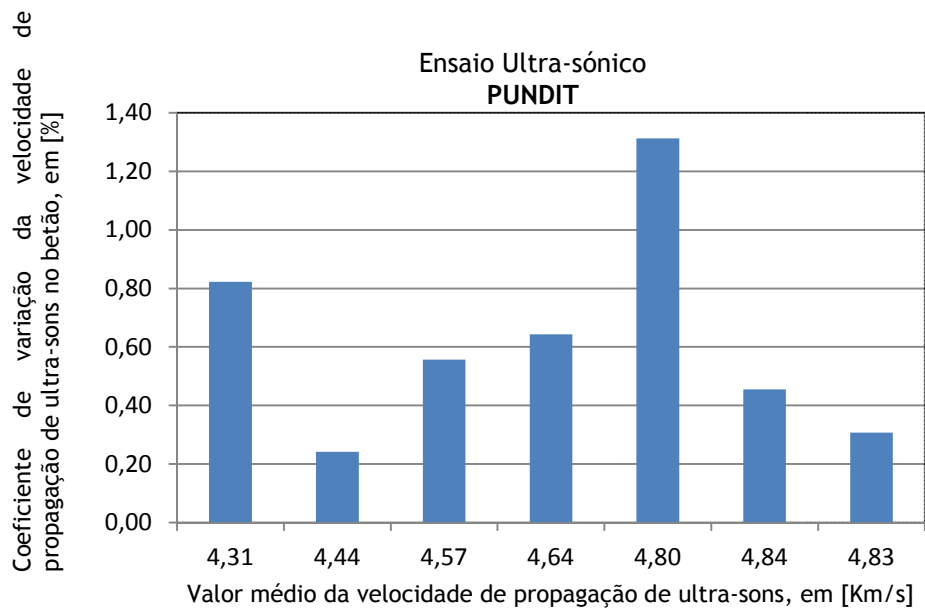


Figura 4.10 - Coeficiente de variação versus valor médio da velocidade dos ultra-sons

As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam o comportamento para o desvio padrão e o coeficiente de variação face à variação da resistência à compressão desde os 45 MPa aos 97 MPa.

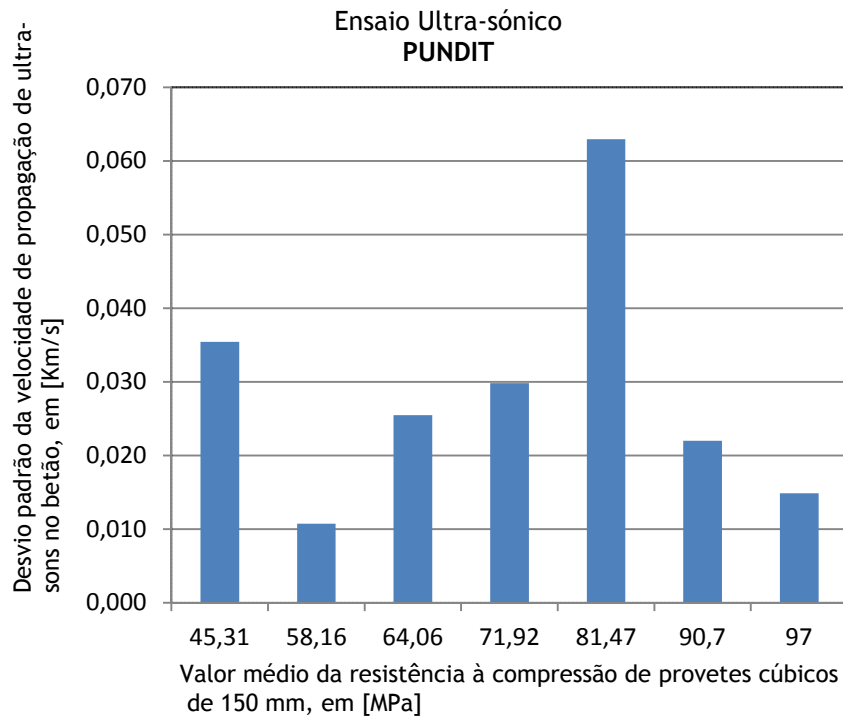


Figura 4.11 - Desvio padrão da velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão

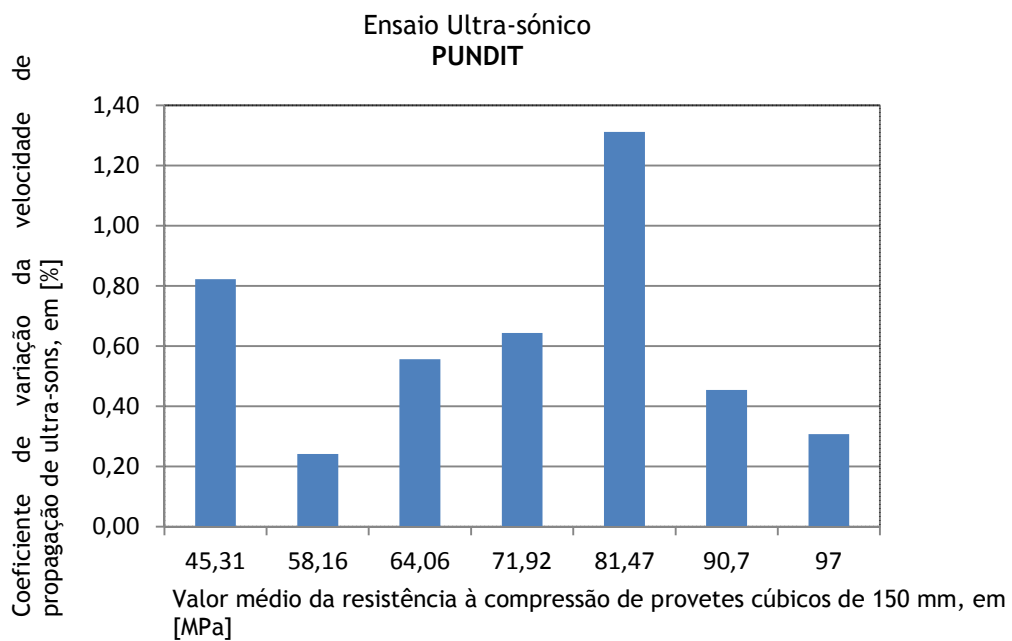


Figura 4.12 - Coeficiente de variação da velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão

### 4.3.3 - Análise das correlações obtidas

Os dados apresentados no Quadro 4.2 proporcionam consequentemente a obtenção do gráfico representado na Figura 4.13, que ilustra a relação entre a velocidade de propagação de ultra-sons e a resistência à compressão do BAC. A equação utilizada na obtenção das curvas de correlação é do tipo exponencial e baseia-se nas recomendações dos autores Bungey e Millard [7]. A correlação obtida não apresenta grande dispersão o que indica que estamos perante uma correlação razoável.

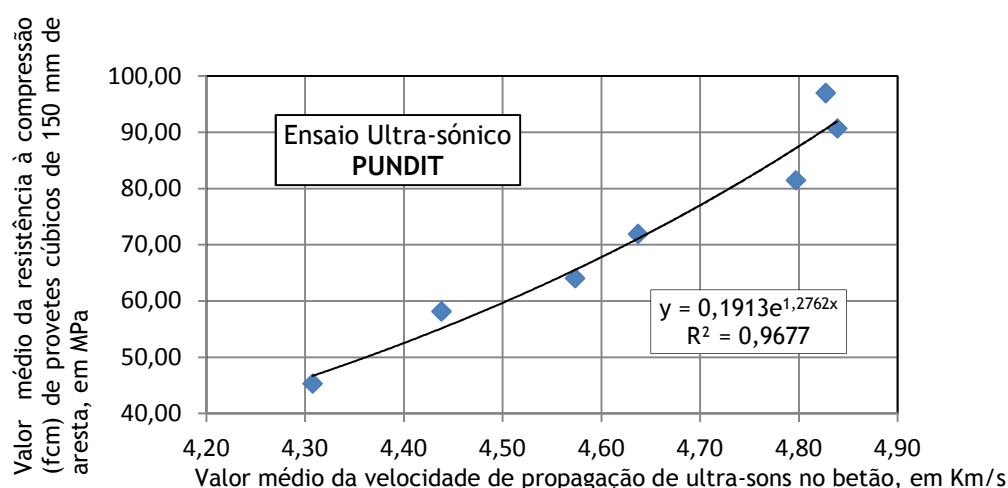


Figura 4.13 - Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão

### 4.3.4 - Discussão dos resultados obtidos

A realização do ensaio de medição da velocidade de propagação dos ultra-sons por aplicação do PUNDIT conduz aos seguintes resultados:

- Com o aumento da velocidade de propagação dos ultra-sons, bem como com o aumento da resistência à compressão, não é possível definir claramente qual o parâmetro que melhor representa a repetibilidade do ensaio, se o desvio padrão ou o coeficiente de variação;
- O coeficiente de variação das leituras da velocidade de propagação dos ultra-sons num betão compreendido entre os 45 MPa e os 97 MPa mostra um valor entre 0,24 a 1,31%, e um valor médio de 0,62%;
- Existe a possibilidade de estabelecer uma correlação entre a velocidade de propagação dos ultra-sons e a resistência à compressão do BAC;

- A curva de correlação mais adequada entre a velocidade de propagação dos ultra-sons e a resistência à compressão do BAC parece ser do tipo exponencial, tal como foi proposta por Bungey e Millard [7] para betões correntes vibrados.

Nepomuceno [35] obteve as seguintes correlações para a gama de resistência normal e alta, como é possível observar nas seguintes Figuras 4.14, 4.15, 4.16 e 4.17.

Correlações obtidas para a gama de resistência normal

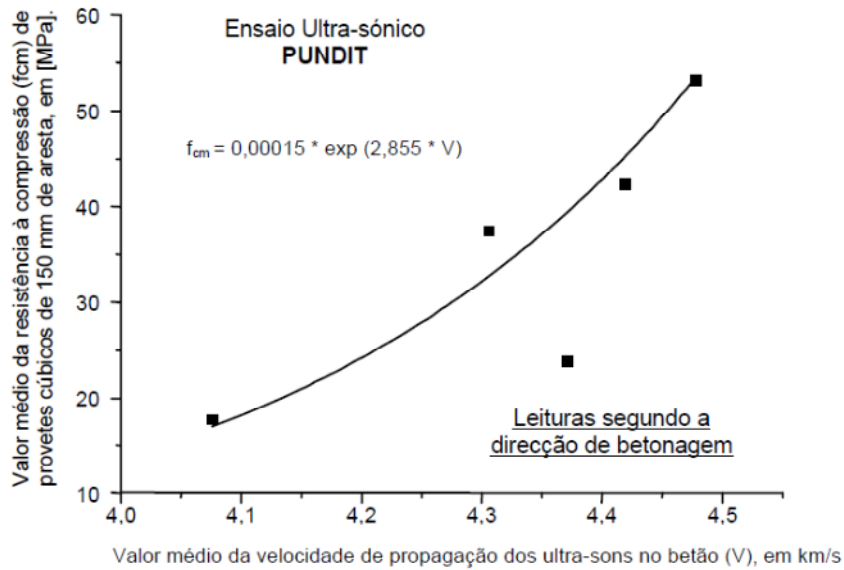


Figura 4.14 - Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão [35]

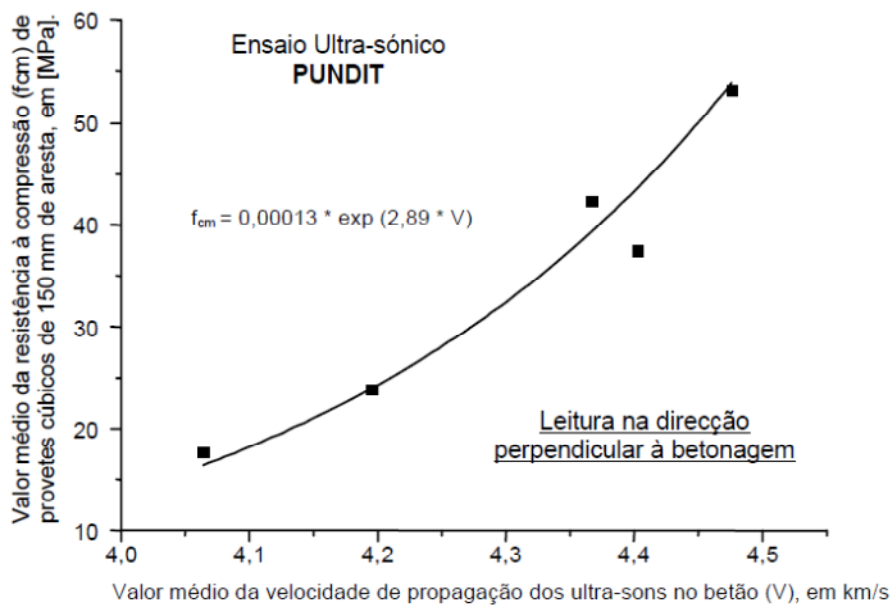


Figura 4.15 - Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão [35]

### Correlações obtidas para a gama de alta resistência

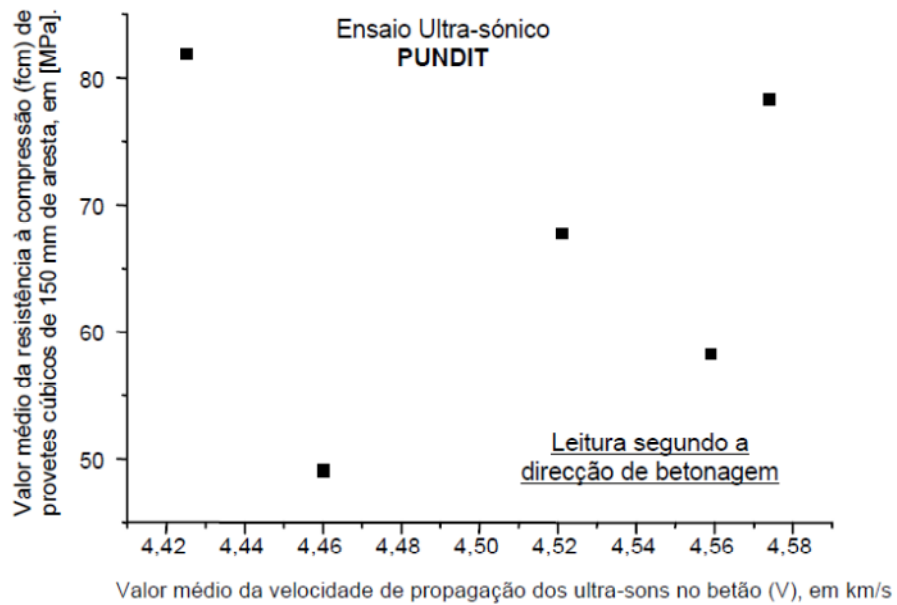


Figura 4.16 - Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão [35]

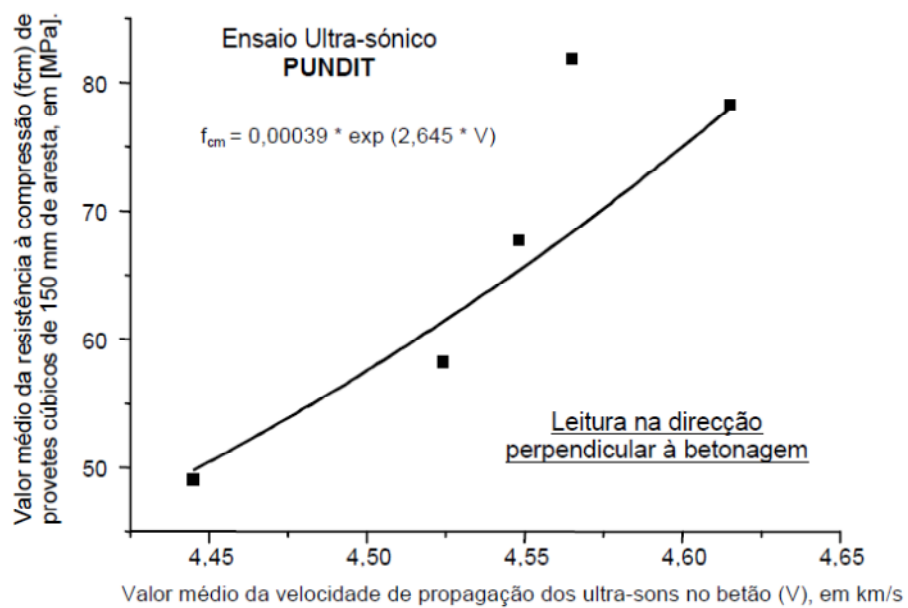


Figura 4.17 - Velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão [35]

Como se pode verificar ao observar as Figuras anteriores e comparando com a Figura 4.13 (velocidade dos ultra-sons versus resistência à compressão), poderá concluir-se que as correlações obtidas para a gama de resistência normal é similar ao que foi obtido nesta dissertação.

## 4.4 - Ensaio de arranque

### 4.4.1 - Apresentação dos resultados

O Quadro 4.3 apresenta os resultados obtidos por aplicação do ensaio de arranque, Lok-test, em provetes cúbicos de 200 mm de aresta.

Quadro 4.3 - Ensaio de arranque "Lok-test"

Identificação do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta ( $f_{cm}$ )			Força de arranque "LOK-test"		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio [kN]	Desvio padrão [kN]	Coef. de variação [%]
P1	45,31	1,48	3,26	26,77	1,44	5,38
P2	58,16	2,21	3,81	34,08	1,44	4,23
P3	64,06	2,09	3,26	35,22	1,08	3,08
P7	71,92	3,00	4,16	42,54	1,24	2,91
P14	81,47	6,16	7,56	48,81	4,10	8,41
P28	90,70	1,33	1,46	52,21	4,24	8,12
P94	97,00	1,79	1,84	60,20	2,39	3,97

### 4.4.2 - Análise da variabilidade do ensaio

A análise do Quadro 4.3 permitiu verificar que o desvio padrão das leituras da força de arranque variou desde 1,08 kN até 4,24 kN, situando-se em média nos 2,28 kN, conforme se ilustra graficamente na Figura 4.18. A este respeito, refira-se que os autores Krenchel e Petersen [40] apontam como valores do desvio padrão típicos aqueles situados entre 1,9 kN e 2,5 kN, quando o ensaio de arranque é aplicado em provetes cúbicos de 150 mm de aresta, e um valor próximo de 2,8 kN, quando se ensaiam provetes de maiores dimensões que os provetes padrão, como se efectuou neste trabalho.

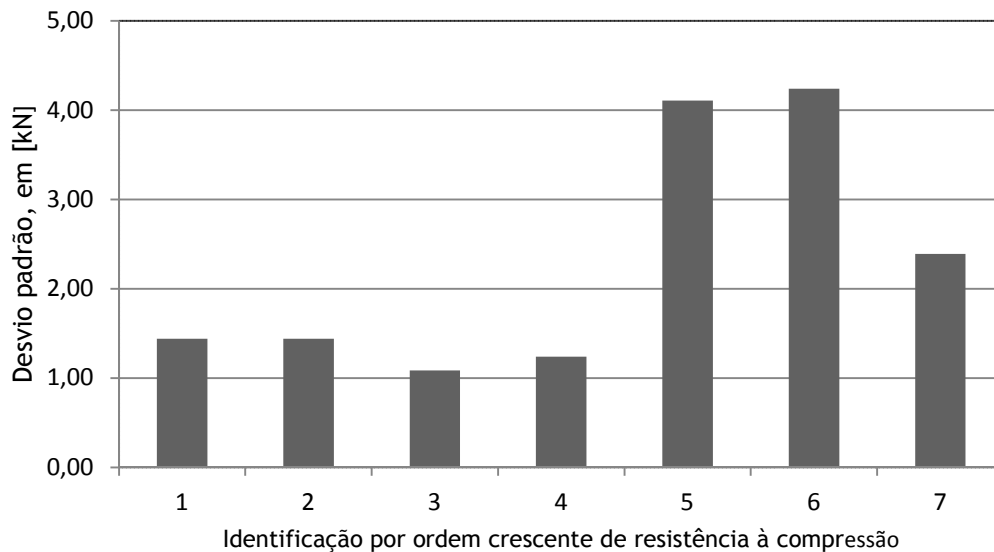


Figura 4.18 - Desvio padrão da força de arranque numa localização versus resistência

O coeficiente de variação das leituras da força de arranque oscilou entre 2,91 e 8,41 %, apresentando em média 5,16%, conforme se ilustra na Figura 4.19.

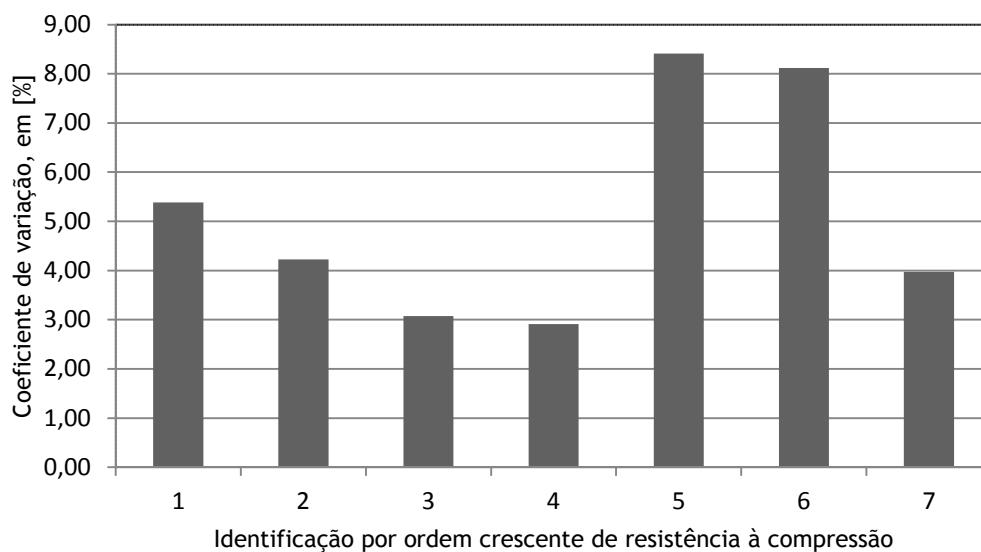


Figura 4.19 - Coeficiente de variação da força de arranque em função da resistência

Segundo os resultados obtidos, no presente trabalho experimental não se encontra qualquer tendência clara que indique um aumento ou diminuição dos valores do desvio padrão ou do coeficiente de variação face à variação da resistência à compressão dos betões.

#### 4.4.3 - Análise das correlações obtidas

Os dados apresentados no Quadro 4.3 conduziram à obtenção do gráfico que é apresentado na Figura 4.20. Este gráfico relaciona a força de arranque, obtida por aplicação do sistema “Lok-test”, com a resistência à compressão em provetes cúbicos de 150 mm. Como é bem patente na Figura 4.20, poderá dizer-se que existe uma boa relação entre estes dois parâmetros.

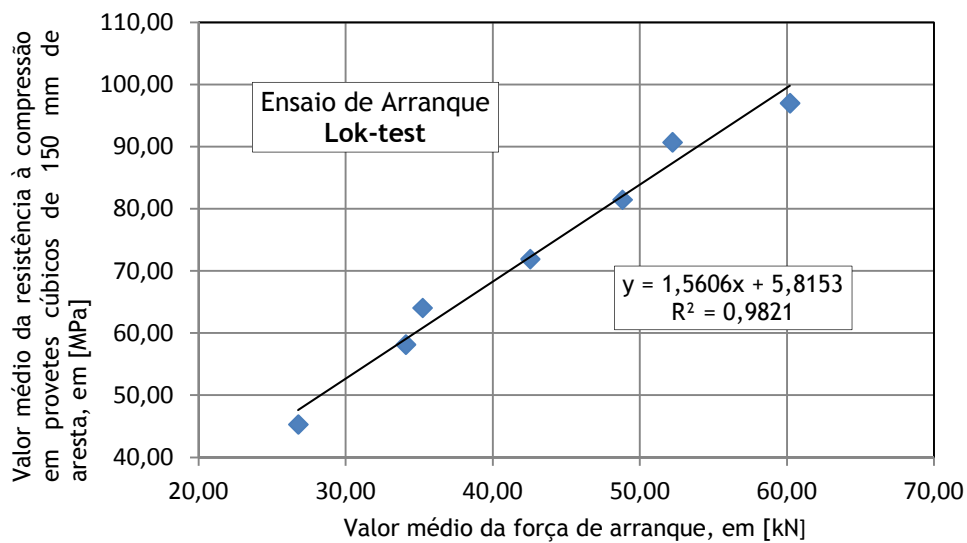


Figura 4.20 - Força de arranque “Lok-test” versus resistência à compressão em cubos de 150 mm de aresta

Nas Figuras 4.21 e 4.22 são representados os limites de confiança, respectivamente, de 95 e 90%, para a estimativa da resistência em cubos de 150 mm de aresta, tendo por base em cada provete de 200 mm de aresta, um número mínimo de 5 ensaios de arranque.

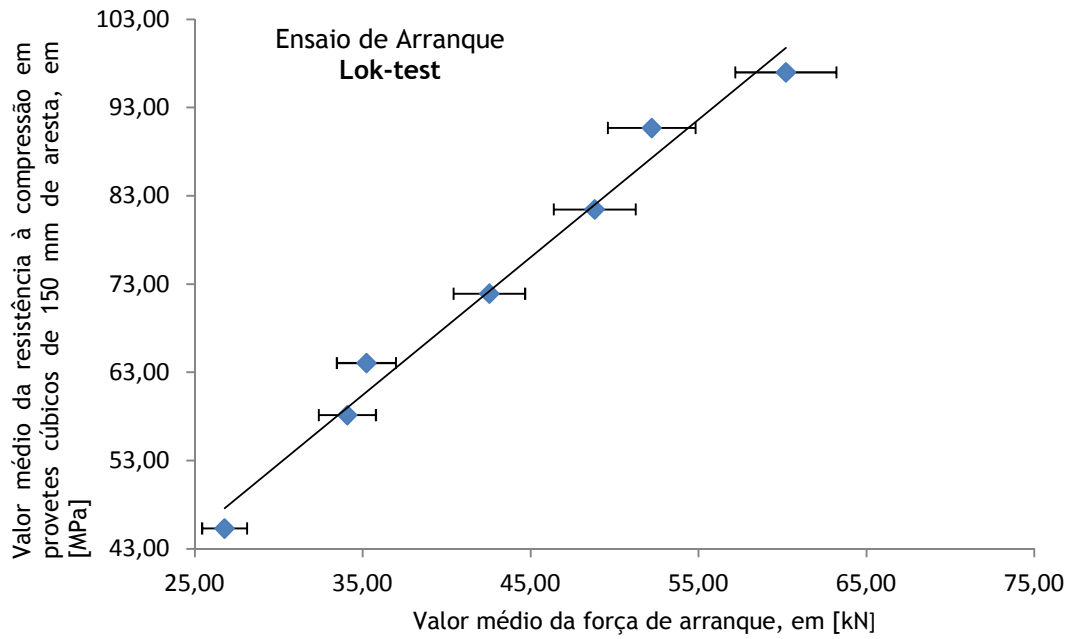


Figura 4.21 - Limites de confiança de 95% para a estimativa da resistência à compressão em cubos usando o ensaio de arranque “Lok-test”

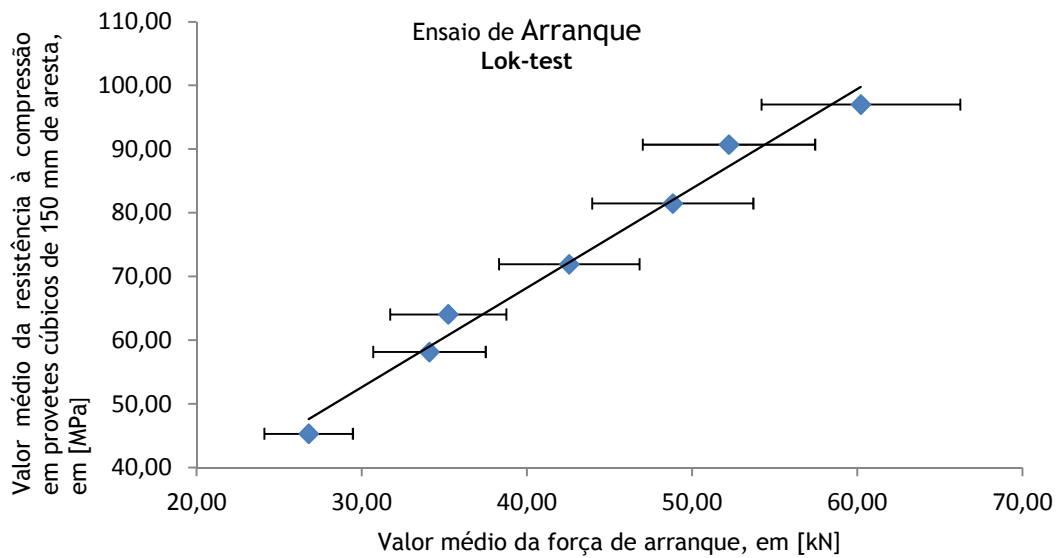


Figura 4.22 - Limites de confiança de 90% para a estimativa da resistência à compressão em cubos usando o ensaio de arranque, “Lok-test”

#### 4.4.4 - Discussão dos resultados obtidos

A realização do ensaio de arranque por aplicação do “Lok-test”, conduz aos seguintes resultados:

- O sistema “Lok-test” mostrou-se adequado para estimar o valor da resistência à compressão do betão, numa gama de resistências compreendidas entre os 45 e 97 MPa, referida a provetes cúbicos de 150 mm de aresta;
- Face ao aumento do nível de resistência, não se detectaram indícios que denunciem uma variação significativa, quer do desvio padrão, quer do coeficiente de variação da força de arranque;
- O desvio padrão das leituras da força de arranque varia entre 1,08 e 4,24 kN, situando-se em média nos 2,28 kN;
- O coeficiente de variação da força de arranque varia entre 2,91 e 8,41%, situando-se em média nos 5,16%;
- Os fragmentos tronco-cónicos extraídos revelaram a existência de inertes grossos fracturados durante o arranque.

Com o ensaio de arranque não foram feitas quaisquer comparações com as correlações obtidas por Nepomuceno [35], pois o aparelho não foi calibrado devido aos custos envolvidos.

### 4.5 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão

#### 4.5.1 - Apresentação dos resultados

O Quadro 4.4 apresenta os resultados obtidos por aplicação do COMA-meter em provetes cúbicos de 200 mm de aresta.

Quadro 4.4 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão

Identificação do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta ( $f_{cm}$ )			Avaliação da maturidade do betão		
	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]	Valor médio [dias]	Desvio padrão [dias]	Coef. de variação [%]
P1	45,31	1,48	3,26	1,26	0,089	7,10
P2	58,16	2,21	3,81	2,29	0,114	4,98
P3	64,06	2,09	3,26	3,26	0,119	3,66
P7	71,92	3,00	4,16	6,64	0,263	3,96
P14	81,47	6,16	7,56	11,92	0,698	5,85

#### 4.5.2 - Análise da variabilidade do ensaio

A análise do Quadro 4.4 leva às seguintes observações a respeito da variabilidade dos resultados, obtidos no ensaio de avaliação da maturidade do betão, por aplicação do COMA-meter.

O valor do coeficiente de variação de avaliação da maturidade do betão está compreendido entre 3,66 e 7,10 %, apresentando um coeficiente médio de 5,11%.

As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam o comportamento do desvio padrão e do coeficiente de variação de avaliação da maturidade do betão, quando esta grandeza varia entre os 1,26 e 11,92 dias.

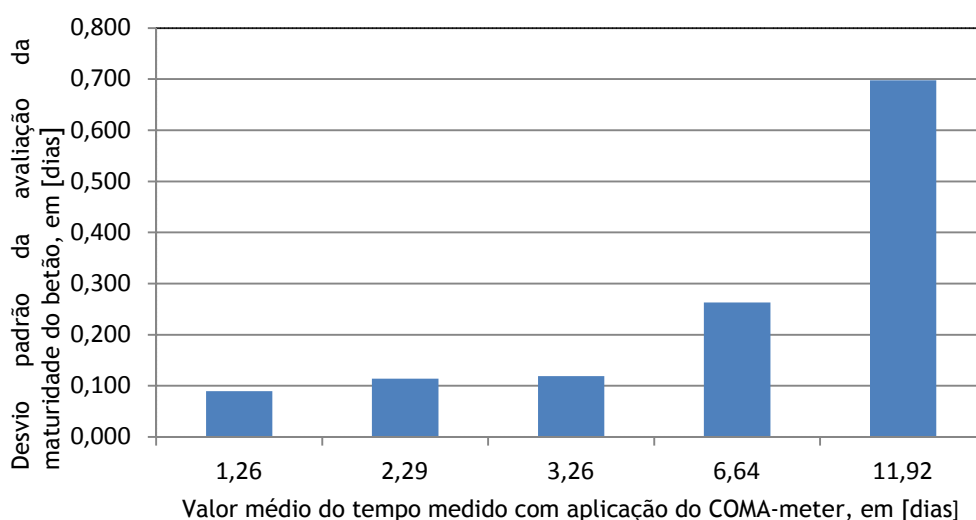


Figura 4.23 - Desvio padrão versus valor médio do tempo medido com aplicação do COMA-meter

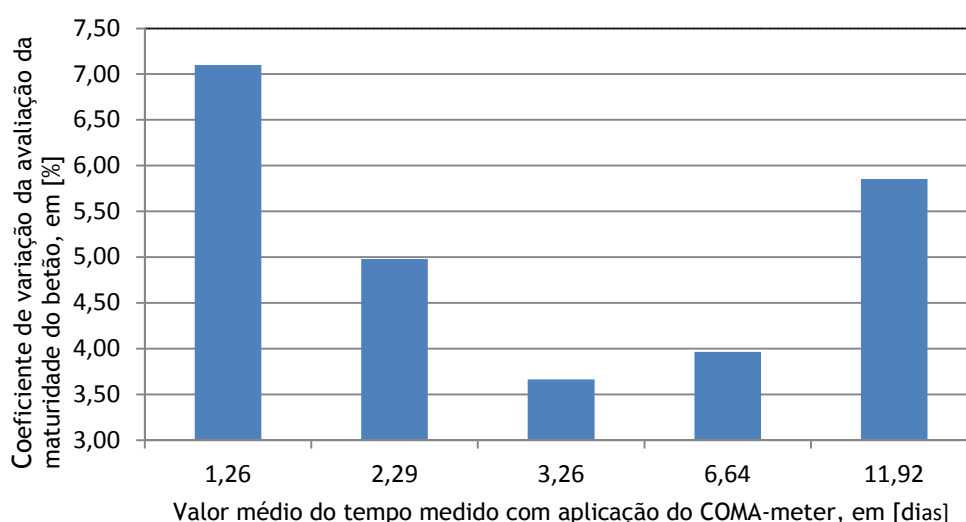


Figura 4.24 - Coeficiente de variação versus valor médio do tempo medido com aplicação do COMA-meter

De seguida serão apresentados gráficos nas Figuras 4.25 e 4.26 que representam o comportamento para o desvio padrão e o coeficiente de variação face à variação da resistência à compressão desde os 45 MPa aos 82 MPa.

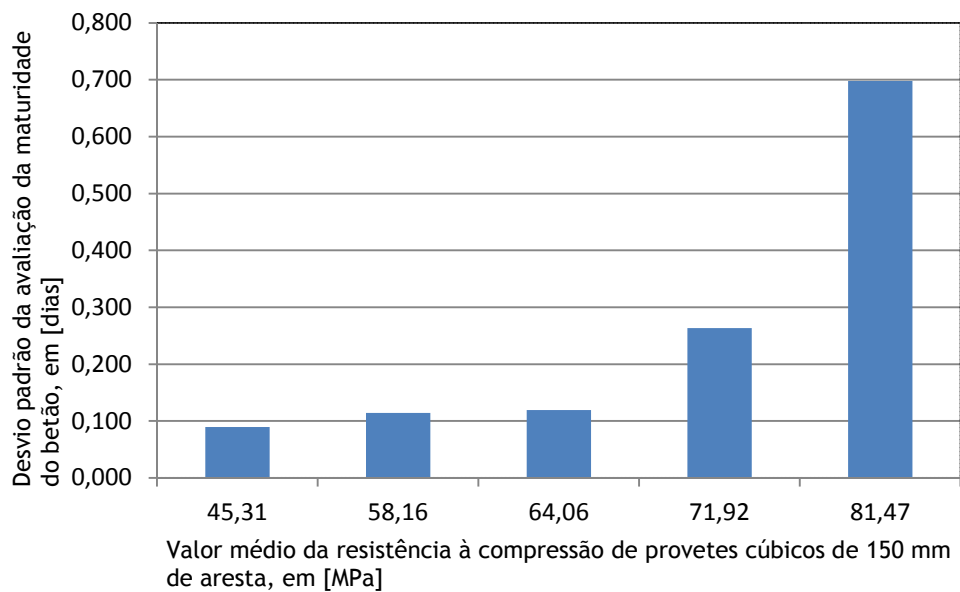


Figura 4.25 - Desvio padrão versus resistência à compressão

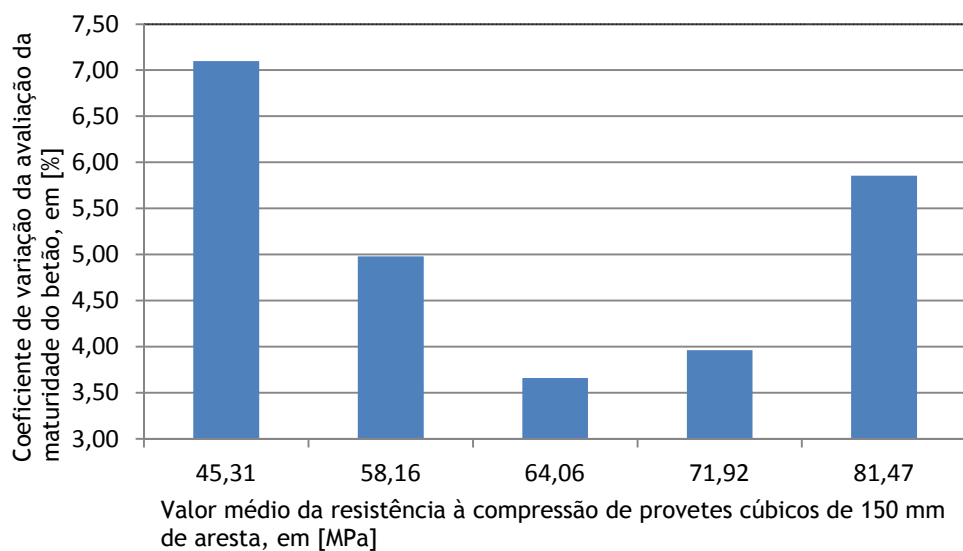


Figura 4.26 - Coeficiente de variação versus resistência à compressão

### 4.5.3 - Análise das correlações obtidas

Os dados apresentados no Quadro 4.4 proporcionam consequentemente a obtenção do gráfico representado pela Figura 4.27.

As correlações obtidas não apresentam grande dispersão o que indica que estamos perante uma correlação razoável.

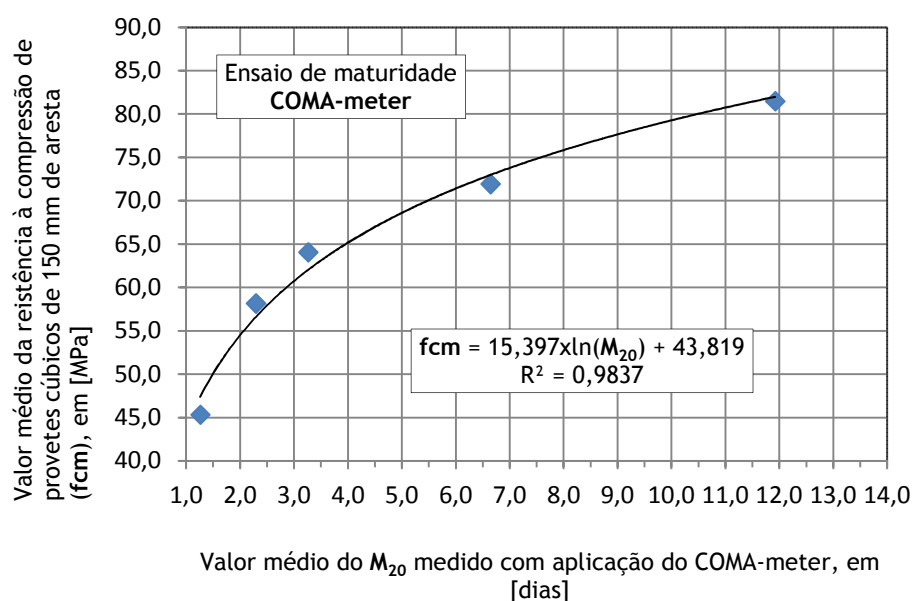


Figura 4.27 - Valor médio da avaliação da maturidade versus resistência à compressão

### 4.5.4 - Discussão dos resultados obtidos

A realização do ensaio da maturidade do betão por aplicação do COMA-meter, conduz aos seguintes resultados:

- Como era de esperar e como está bem patente no gráfico da Figura 4.27, o valor da resistência à compressão vai aumentando com a maturidade do betão.
- De registar que até ao 3º dia real, no betão corresponde sempre a mais um pouco, isto é, ao 1º dia corresponde a 1,26 dias, ao 2º dia corresponde a 2,29 dias e ao 3º dia corresponde a 3,26 dias. O 7º e 14º dia reais corresponde no betão a um pouco menos, isto é, ao 7º dia corresponde a 6,64 dias e ao 14º dia corresponde a 11,92 dias. Esta variação poderá ser devido ao facto da temperatura da câmara de cura não ser exactamente de 20°C e ter sofrido algumas pequenas oscilações ou devido à margem de erro do próprio ensaio.

Em suma, uma das ferramentas muito úteis no controle de qualidade do betão “in situ” é a análise da variabilidade dos próprios ensaios. De acordo com os resultados obtidos em análise experimental do presente trabalho apresenta-se em síntese o Quadro 4.5, que ilustra os resultados da análise da variabilidade efectuada.

Quadro 4.5 - Síntese de análise da variabilidade dos ensaios não destrutivos

Idade do betão no ensaio [dias]	Métodos de ensaio não destrutivo	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação
1	Dureza superficial (Esclerómetro)	37,44	0,63	1,69
	Velocidade de propagação dos ultra-sons (Pundit)	4,31	0,04	0,82
	Arranque (Lok-test)	26,77	1,44	5,38
	Maturidade (COMA-meter)	1,26	0,09	7,10
2	Dureza superficial (Esclerómetro)	41,00	1,20	2,92
	Velocidade de propagação dos ultra-sons (Pundit)	4,44	0,01	0,24
	Arranque (Lok-test)	34,08	1,44	4,23
	Maturidade (COMA-meter)	2,29	0,11	4,98
3	Dureza superficial (Esclerómetro)	43,06	1,07	2,49
	Velocidade de propagação dos ultra-sons (Pundit)	4,57	0,03	0,56
	Arranque (Lok-test)	35,22	1,08	3,08
	Maturidade (COMA-meter)	3,26	0,12	3,66

7	Dureza superficial (Esclerómetro)	45,39	1,39	3,06
	Velocidade de propagação dos ultra-sons (Pundit)	4,64	0,03	0,64
	Arranque (Lok-test)	42,54	1,24	2,91
	Maturidade (COMA-meter)	6,64	0,26	3,96
14	Dureza superficial (Esclerómetro)	45,44	2,24	4,93
	Velocidade de propagação dos ultra-sons (Pundit)	4,80	0,06	1,31
	Arranque (Lok-test)	48,81	4,10	8,41
	Maturidade (COMA-meter)	11,92	0,70	5,85
28	Dureza superficial (Esclerómetro)	47,56	1,26	2,65
	Velocidade de propagação dos ultra-sons (Pundit)	4,84	0,02	0,45
	Arranque (Lok-test)	52,21	4,24	8,12
	Maturidade (COMA-meter)	-	-	-
94	Dureza superficial (Esclerómetro)	49,61	0,65	1,31
	Velocidade de propagação dos ultra-sons (Pundit)	4,83	0,01	0,31
	Arranque (Lok-test)	60,20	2,39	3,97
	Maturidade (COMA-meter)	-	-	-



# CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

## 5.1 - Introdução

Por questões de interpretação dos resultados bem como facilidade de leitura julgou-se conveniente apresentar em detalhe as conclusões no final de cada ensaio descrito no Capítulo 4. Neste capítulo são apresentadas algumas dessas conclusões sintetizadas de todo o trabalho, reflexo da revisão bibliográfica e da análise experimental. As conclusões serão apresentadas focando o objectivo primordial desta dissertação, isto é, os “Ensaio não destrutivos em betão auto-compactável”. Por último, é apresentada uma proposta para futuros trabalhos de investigação no sentido de aprofundar este tema.

## 5.2 - Conclusões

Uma das conclusões mais relevantes decorrentes da análise bibliográfica efectuada é que os ensaios não destrutivos poderão ser uma ferramenta muito útil na análise de estruturas em betão, sobretudo na estimativa da resistência “*in situ*”, exigindo da parte dos utilizadores um conhecimento profundo das potencialidades e capacidades que cada ensaio oferece. O leque de ensaios hoje disponíveis para a avaliação “*in situ*” das estruturas de betão é muito variado, passando pelos mais complicados e dispendiosos até os mais fáceis de executar, simples e económicos, ou ainda por diferentes níveis de adequabilidade, reprodutibilidade, grau de precisão da estimativa de resistência, variabilidade e diferentes níveis de destruição causada na superfície dos elementos sob ensaio. Para cada um dos ensaios hoje disponíveis é possível definir campos de aplicação precisos e, em consequência, obter uma maior fiabilidade dos resultados e uma redução significativa de custos.

A presente investigação teve por objectivo avaliar a aplicabilidade de alguns ensaios não destrutivos em betões auto-compactáveis para estimar a resistência à compressão do betão “*in situ*” e analisar a validade das correlações já existentes para betões correntes vibrados. Com este propósito, seleccionaram-se alguns métodos de ensaio não destrutivos tendo em vista a robustez dos ensaios, a facilidade de execução, a fiabilidade dos resultados e, sobretudo, o aspecto económico e a sua disponibilidade nos laboratórios do DECA da UBI. Os ensaios seleccionados incluíram: o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons através do aparelho “*PUNDIT*”, o ensaio de dureza superficial através do esclerómetro de *Shmidt* Tipo N, o ensaio da força de arranque utilizando o sistema de “*Lok-Test*” e ainda o ensaio de avaliação da maturidade do betão utilizando o “*COMA-meter*”.

O programa de ensaios experimental incluiu a aplicação dos ensaios não destrutivos num único tipo de betão nas idades de 1, 2, 3, 7, 14, 28 e 94 dias. Concomitantemente com a aplicação dos ensaios não destrutivos em cada uma das idades listadas, foram efectuados ensaios à compressão de cubos de betão com 150 mm de aresta. A gama de resistências à compressão do betão avaliada situou-se entre os 45 MPa e os 97 MPa.

Foram estabelecidas correlações entre as leituras dos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão, foram apresentados os limites de confiança de 90% e 95% para essas correlações e foi efectuada a análise da variabilidade dos ensaios. A partir dos resultados obtidos e da análise efectuada salientam-se as seguintes conclusões:

a) O ensaio de dureza superficial, medido com aplicação do esclerómetro de Schmidt do tipo N, apesar de não ser considerado um ensaio fiável por parte de muitos investigadores para estimar de forma directa a resistência à compressão “*in situ*”, tem sido indicado como sendo adequado em situações em que não seja necessário estabelecer correlações com qualquer grandeza, tais como detecção de zonas críticas nos elementos e análise comparativa da resistência “*in situ*” tendo por base simplesmente o valor do número do ressalto. As grandes vantagens deste ensaio devem-se sobretudo à facilidade de execução, elevada economia de custos, não causa praticamente nenhuns danos na superfície do betão e permite a disponibilidade imediata de resultados.

b) No presente estudo obtiveram-se boas correlações entre a resistência à compressão e o número de ressalto no betão auto-compactável, quando o ensaio foi aplicado no mesmo betão em diferentes idades, compreendidas entre 1 e 94 dias.

c) O ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons é um ensaio fácil de executar, muito económico, não causa quaisquer danos na superfície do betão e é tido como um dos poucos ensaios não destrutivos capaz de avaliar a massa interior de um elemento em betão. A velocidade dos ultra-sons depende das propriedades elásticas do meio que atravessa, ou seja, módulo de elasticidade que se relaciona com a resistência à compressão. O principal campo de aplicação deste ensaio reside na análise comparativa de localizações diferentes de um mesmo betão e tem-se revelado particularmente adequado na determinação do módulo de elasticidade dinâmico e do coeficiente dinâmico de Poisson.

d) No presente estudo obtiveram-se boas correlações entre a resistência à compressão e a velocidade de propagação de ultra-sons no betão auto-compactável, quando o ensaio foi aplicado no mesmo betão em diferentes idades, compreendidas entre 1 e 94 dias e na ausência de armaduras.

e) O ensaio de arranque é tido como um dos ensaios que oferece maior precisão na estimativa da resistência “*in situ*”. O sistema “*Lok-test*” exige uma planificação da execução dos ensaios

previamente à betonagem e as suas vantagens são a fácil utilização, grande rapidez de execução e menores danos, se não for extraído o fragmento tronco-cónico.

f) No presente estudo obtiveram-se boas correlações entre a resistência à compressão e a força de arranque medida com o sistema “Lok-test” no betão auto-compactável, quando o ensaio foi aplicado no mesmo betão em diferentes idades, compreendidas entre 1 e 94 dias. Não obstante, salienta-se o facto de este ter sido o único ensaio em que não foi possível aferir o estado de calibração do equipamento, nomeadamente a correlação entre a força medida pelo equipamento e a força real aplicada. Nesta medida, as correlações obtidas são válidas especificamente para as leituras efectuadas com este equipamento e nas suas condições actuais de calibração.

g) O ensaio de avaliação da maturidade do betão pode ser aplicado em qualquer estrutura de betão logo após a betonagem, oferecendo uma boa indicação da evolução da resistência do betão “*in situ*” através da estimativa da maturidade equivalente desse betão quando curado a 20 °C ( $M_{20}$ ).

h) No presente estudo obtiveram-se boas correlações entre a resistência à compressão e a maturidade equivalente do betão ( $M_{20}$ ), quando o ensaio foi aplicado no mesmo betão em diferentes idades, compreendidas entre 1 e 94 dias.

### 5.3 - Proposta para trabalhos futuros

As correlações entre as leituras obtidas nos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão do betão podem ser afectadas por vários parâmetros, uns inerentes aos próprios ensaios e outros que resultam das particularidades de cada tipo de betão. No presente trabalho aplicaram-se os ensaios não destrutivos no mesmo betão com diferentes níveis de resistência, em idades relativamente curtas, compreendidas entre as 24 horas e os 94 dias. Nesta medida, um dos trabalhos que merece análise futura, relativamente aos betões auto-compactáveis, passa por analisar as correlações com a resistência à compressão em betões com a mesma idade e cura, mas com níveis de resistência à compressão diferentes, ou seja, betões auto-compactáveis diferentes com diferentes proporções dos materiais constituintes.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ALMEIDA, Ivan R.- Betões de Alta Resistência e Durabilidade, Lisboa, LNEC, 1990.
- [2] ASTM - Recommended Practice for Choice of Sample Size to Estimate the Average Quality of a Lot or Process, E 122, 1988, ASTM, Annual Book of Standards, Vol.14.02
- [3] ASTM C597-83 - Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete, Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1983.
- [4] ASTM C805-85 - Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete, Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1985.
- [5] ASTM C900-87 - Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete, Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1987.
- [6] British Standard BS 1881: Part 201: 1986 - Testing Concrete: Guide to the Use of Non-destructive Methods of Test for Hardened Concrete, London, British Standards Institution.
- [7] BUNGEY, J. H.; MILLARD, S. G. - Testing of Concrete in Structures, 3.<sup>a</sup> ed., London, Chapman & Hall, 1996.
- [8] British Standard BS 1881: Part 207: 1992 - Testing Concrete. Recommendations for the Assessment of Concrete Strength by Near-to-surface Tests, London, British Standards Institution.
- [9] British Standard BS 1881: Part 203: 1986 - Testing Concrete: Recommendations for Measurement of Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete, London, British Standards Institution.
- [10] British Standard BS 1881: Part 202: 1986 - Testing Concrete: Recommendations for Surface Hardness Testing by Rebound Hammer, London, British Standards Institution.
- [11] British Standard BS 1881: Part 120: 1983 - Testing Concrete. Method for Determination of Compressive Strength of Concrete Cores, London, British Standards Institution.
- [12] British Standard BS 6089 - Guide to Assessment of Concrete Strength in Existing Structures. London, British Standards Institution, s.d.

- [13] BUNGEY, J. H. - Concrete Strength Variations and In-place Testing, in «Proceedings of 2nd Australian Conference on Engineering Materials», University of New South Wales, Sydney, 1981, p. 85 - 96
- [14] CAMÕES, A.; FERREIRA, R.- Normalização para Betões Especiais, UM, 2006, p.69-80
- [15] CARINO, J. Nicholas - Pullout Test, in «Handbook on Nondestructive Testing of Concrete», Florida (EUA), CRC Press Inc., 1991, p. 39 - 82.
- [16] CEN - Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Dec. 1992.
- [17] CONCRETE SOCIETY - Concrete Core Testing for Strength. Technical Report. 11, London, 1987
- [18] Documents Scientifiques et Techniques - Betons Auto-Plaçants: Recommandations Provisoires, Association Française de Génie Civil, Juillet 2000.
- [19] DOMONE, P. - Mix Design (Background Document), in «Self-Compacting Concrete: State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 174-SCC», RILEM Publications S.A.R.L., ISBN: 2-912143-23-3, 2000, p. 49-65.
- [20] Especificação LNEC E255-1971 - Betões: Preparação de Provetes para Ensaios de Compressão e de Flexão.
- [21] Especificação LNEC E226-1968 - Betão: Ensaio de compressão.
- [22] Especificação LNEC E64-1960 - Cimento Portland: Determinação da massa específica.
- [23] Especificação LNEC E248-1971 - Inertes para Argamassas e Betões: Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água de Areias.
- [24] Especificação LNEC E245-1971 - Inertes para Argamassas e Betões: Análise Granulométrica.
- [25] Especificação LNEC E374-1993 - Adjuvantes para Argamassas e Betões: Características e Verificação da Conformidade.
- [26] Especificação LNEC E372-1993 - Água de Amassadura para Betões: Características e Verificação da Conformidade.
- [27] GERMANN INSTRUMENTS A/S - Lok-Test Manual, 2 ed., Copenhagen (Denmark), March 1992.
- [28] GONÇALVES, Arlindo F. - Novos Ensaios Não Destrutivos para a Determinação da Resistência do Betão nas Estruturas, Lisboa, LNEC, Memória n.º 671, 1986.

- [29] HINDO, K. R.; BERGSTROM, W. R. - Statistical Evaluation of the In-place Compressive Strength of Concrete. «Concrete International», 7, n.º 2, Feb. 1985, p.44 - 48.
- [30] HIGUCHI, M. - State-of-the-art Report on Manufacturing of Self-Compacting Concrete, in «International Workshop on Self-Compacting Concrete», August 1998, p. 360-367.
- [31] KRENCHER, H.; PETERSEN, C. G.- In-situ Pullout Testing with Lok-test. Ten Years' Experience. «International Conference on In situ/ Non-destructive Testing of Concrete», Ottawa, 2-5 Oct.1984.
- [32] MALHOTRA, V. M. - Surface Hardness Methods, in «Handbook on Nondestructive Testing of Concrete», Florida (EUA), CRC Press Inc., 1991, p. 1 - 18.
- [33] NAWA, T. ; IZUMI, T. ; EDAMATSU, Y. - State-of-the-art Report on Materials and Design of Self-Compacting Concrete, in «International Workshop on Self-Compacting Concrete», August, 1998, p. 160-190.
- [34] NEPOMUCENO, Miguel C.S. - Betão auto-compactável: Metodologia de composição, «Dissertação de Doutoramento apresentada na Universidade da Beira Interior (UBI)», Covilhã, 2005
- [35] NEPOMUCENO, Miguel C.S. - Ensaio não destrutivo em betão, «Dissertação de provas de aptidão pedagógico e capacidade científica apresentada na Universidade da Beira Interior (UBI)», Covilhã, 1999
- [36] Norma Portuguesa NP ENV206: 1993 - Betão: Comportamento, Produção, Colocação e Critérios de Conformidade - Lisboa, Instituto Português da Qualidade, 1993.
- [37] Norma Portuguesa Definitiva - NP 954 - Inertes para Argamassas e Betões: Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água de Areias. IGPAI, Lisboa, 1973.
- [38] Norma Portuguesa Definitiva - NP 581 - Inertes para Argamassas e Betões: Determinação das Massas Volúmicas e da Absorção de Água de Britas e Godos. IGPAI, Lisboa, 1969.
- [39] OKAMURA, H.; OUCHI, M. - Self-Compacting Concrete: Development, Present Use and Future (keynote Lectures), in «Proceedings of the 1st International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete», Sweden, ISBN: 2-912143-09-8, Sept. 1999, p. 3-14.

- [40] OKAMURA, H.; OZAWA, K.; OUCHI, M. - Self-Compacting Concrete, in «Structural Concrete: Journal of the fib», vol.1, No. 1, Thomas Telford Ltd, March 2000, p. 3-17.
- [41] OUCHI, M. - State-of-the-art Report: Self-Compactability Evaluation for Mix-Proportioning and Inspection, in «International Workshop on Self-Compacting Concrete», August 1998, p. 111-120.
- [42] OUCHI, M.; HIBINO, M.; OZAWA, K.; OKAMURA, H. - A Rational Mix-Design Method for Mortar in Self-Compacting Concrete, in «Proceedings of the Sixth East-Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction», Taipei, Taiwan, 1998, p. 1307-1312
- [43] PETERSSON, O. - Mixing (Background Document), in «Self-Compacting Concrete: State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 174-SCC», RILEM Publications S.A.R.L., ISBN: 2-912143-23-3, 2000, p. 69-76.
- [44] PETERSEN, C. Germann - In-place Testing for Quality Assurance and Early Loading Operations with Pullout Testing and Maturity Measurements. Testing During Concrete Construction. «International Workshop», Mainz, 5-7 March 1990.
- [45] PORTO EDITORA - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (Dec. Lei n.º 349-c/83, de 30 de Julho), Porto, Porto Editora, 1993. 12-PRICE, W. F.; HYNES, J. P. - In situ Strength Testing of High Strength Concrete. «Magazine of Concrete Research», 48, No 176, Sept 1996, p. 189-197.
- [46] PROCEQ S.A. - Concrete Test Hammer Types N and NR: Operating instructions, Zurich, Switzerland, s.d.
- [47] PRICE, W.F.; HYNES, J.P. - In situ Strength Testing of High Strength Concrete. «Magazine of Concrete Research», 48, NO 176, Sep 1996, p. 189-197.
- [48] SEDRAN, T.; LARRARD, F. - Optimization of Self-Compacting Concrete Thanks to Packing Model, in «Proceedings of the 1st International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete», Sweden, ISBN: 2-912143-09-8, Sept. 1999, p. 321-332.
- [49] SILVA, P.- Métodos de Estudo da Composição do BAC, Verificação da sua Aplicação Técnico-Económica, «Tese de Mestrado apresentada no IST, Lisboa, Novembro 07
- [50] SKARENDAHL, A. - Self-Compacting Concrete in Sweden - Research and Application, in «International Workshop on Self-Compacting Concrete», August 1998, p. 60-71.

- [51] TAKADA, K. - Placement (Background Document), in «Self-Compacting Concrete: State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 174-SCC», RILEM Publications S.A.R.L., ISBN: 2-912143-23-3, 2000, p. 79-87.
- [52] TAKADA, K.; PELOVA, G.; WALRAVEN, J. - Influence of Mixing Efficiency on the Fresh Properties of Self-Compacting Concrete, in «International Workshop on Self-Compacting Concrete», August 1998, p. 368-383.
- [53] TOMSETT, H. N. - Ultrasonic Pulse Velocity Measurements in the Assessment of Concrete Quality. «Magazine of Concrete Research», 32, n.º 110, March 1980, p. 7-16



# ANEXO A.1- SÍNTESE DO ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DO BAC

Quadro A.1 - Parâmetros reológicos para acerto da argamassa de referência

ARGAMASSA: A.JC.77.I.CV.0,80								
Mistura	Parâmetros da mistura			Leituras			Reologia	
	Vp/Vs	Vw/Vp	Sp/p%	d1 [mm]	d2 [mm]	t [seg.]	Gm	Rm
A.JC.77.I.CV.0,80.1	0,80	0,75	0,90	321	322	7,62	9,34	1,31
A.JC.77.I.CV.0,80.2	0,80	0,75	0,70	240	241	10,05	4,78	1,00
A.JC.77.I.CV.0,80.3	0,80	0,77	0,70	259	261	8,24	5,76	1,21

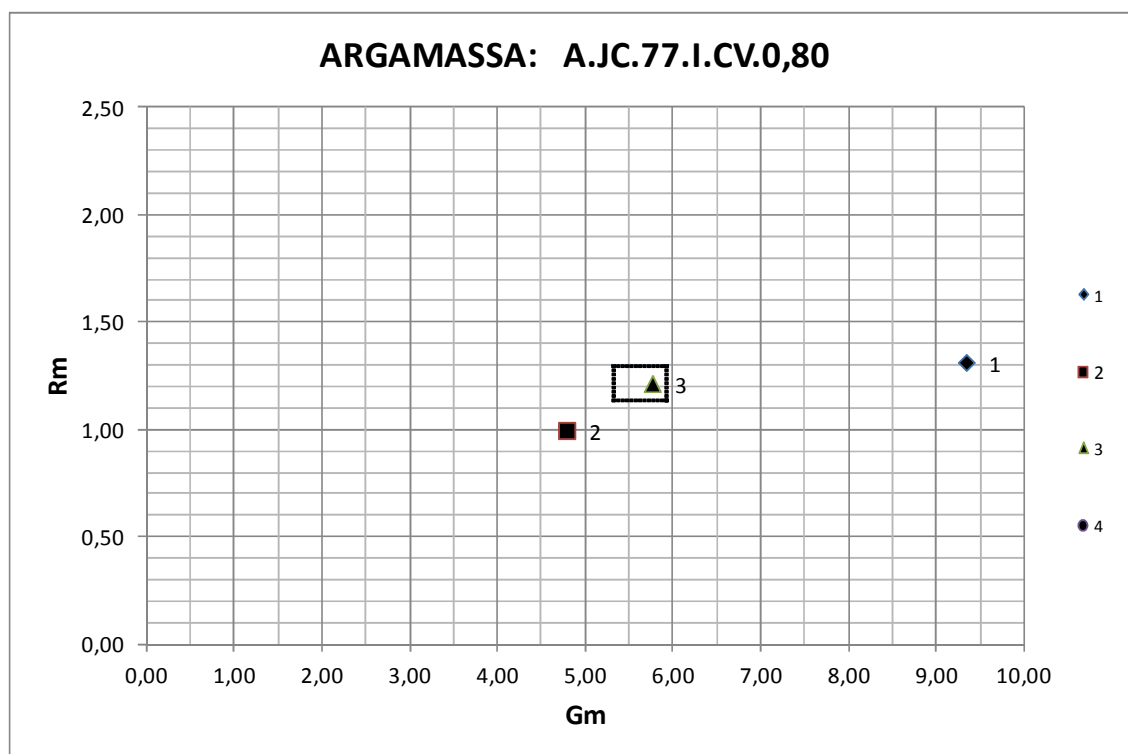


Figura A.1 - Tentativas para acerto da argamassa de referência



Quadro A.3 - Composição do betão auto-compactável de referência (amassadura de 80 litros)

ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE BETÕES AUTO-COMPACTÁVEIS																
Identificação do betão			Identificação da mistura de finos				Data									
BAC.JC.I.77.CV.1			70C1+30CV				09-03-2011									
Condições estruturais: espaçamento livre entre os varões [R1 - entre 34 e 63 mm; R2 - entre 64 e 93 mm; R3 - maior do que 94 mm]:											R1					
Relação H2/H1 na Caixa-L para a restrição indicada:						0,85	Diâmetro médio de espalhamento (Slump-flow): Dm=				650	mm				
Tempo de escoamento no Funil-V (indicar um intervalo entre 10 e 20 segundos):											t (mín.) =	10	segundos	t (máx.) =	15	segundos
Relação H2/H1 equivalente na Caixa-L para a restrição R2:						0,89	Relação H2/H1 equivalente na Caixa-L para a restrição R3:				0,92					
Restrição	Vm/Vg	FC	MN	Restrição	Vm/Vg	FC	MN	Restrição	Vm/Vg	FC	MN					
R1	2,279	1,000	1,82	R2	1,973	0,951	1,58	R3	1,876	0,923	1,50					
Parâmetros da composição						Abertura da malha (mm)										
Vm/Vg	Vv (m³)	Vp/Vs	Vw/Vp	Sp/P%	Areia 0/2-L	Areia 0/4-L	XXX	Mistura (Curva Real)								
2,279	0,030	0,800	0,770	0,700	a1	a2	a3									
						Percentagem de passados										
						9,520	100,00	100,00		100,00						
						4,760	99,96	99,88		99,92						
						2,380	99,94	94,77		97,35						
						1,190	99,54	71,59		85,57						
						0,590	74,49	28,00		51,25						
						0,297	14,52	1,96		8,24						
						0,149	1,14	0,34		0,74						
						0,074	0,18	0,14		0,16						
						Resíduo	0,00	0,00		0,00						
						Módulos de finura										
						2,104	3,035	7,000		2,569						
Composição da mistura de finos						Abertura da malha (mm)										
fc1	fc2	fcv	fms	ffc	ffg	Brita 3/6-B	Brita 6/15-B	XXX	XXX	Mistura (Curva Real)						
0,700	0,000	0,300	0,000	0,000	0,000	g1	g2	g3	g4							
						Percentagem de passados										
						38,100	100,00	100,00		100,00						
						25,400	100,00	100,00		100,00						
						19,100	100,00	99,82		99,94						
						12,700	100,00	60,43		86,15						
						9,520	100,00	28,09		74,83						
						4,760	61,61	1,59		40,60						
						2,380	5,20	0,44		3,54						
						1,190	1,13	0,28		0,83						
						0,590	0,49	0,23		0,40						
						0,297	0,30	0,20		0,27						
						0,149	0,20	0,16		0,19						
						0,074	0,12	0,10		0,11						
						Resíduo	0,00	0,00		0,00						
						Módulos de finura										
						5,311	6,692	9,000	9,000	5,794						
Massas volúmicas dos materiais finos, em kg/m³						Massas volúmicas dos agregados, em kg/m³										
δc1	δc2	δcv	δms	δfc	δfg	δs1	δs2	δs3	δg1	δg2	δg3	δg4				
3140	3040	2380	2170	2720	2650	2600	2640	2610	2710	2700	2700	2700				
Massas volúmicas dos adjuvantes, em kg/m³						Massas volúmicas dos adjuvantes, em kg/m³										
δsp1	---	---	---	---	---	δsp1	---	---	---	---	---	---				
1050	---	---	---	---	---	1050	---	---	---	---	---	---				
δp= 2912,00 kg/m³						δp= 2912,00 kg/m³										
Vsp/vp= 0,01941333						Vsp/vp= 0,01941333										
Vg= 0,29585229 m³/m³						Vg= 0,29585229 m³/m³										
Vm= 0,67414771 m³/m³						Vm= 0,67414771 m³/m³										
Vp= 0,22180192 m³/m³						Vp= 0,22180192 m³/m³										
Vw= 0,17078748 m³/m³						Vw= 0,17078748 m³/m³										
Vsp= 0,00430591 m³/m³						Vsp= 0,00430591 m³/m³										
Vs= 0,2772524 m³/m³						Vs= 0,2772524 m³/m³										
Vs/Vm= 0,41126358						Vs/Vm= 0,41126358										
Quantidades para uma amassadura de: 1000,00 litros						Quantidades para uma amassadura de: 80,00 litros										
C1=	487,52 kg	C1=				39,002 kg	C1=				39,002 kg					
C2=	0,00 kg	C2=				0,000 kg	C2=				0,000 kg					
CV=	158,37 kg	Massa total, em kg				2348,3	CV=				12,669 kg	Massa total, em kg		187,87		
MS=	0,00 kg	MS=				0,000 kg	MS=				0,000 kg	MS=		0,000 kg		
FC=	0,00 kg	FC=				0,000 kg	FC=				0,000 kg	FC=		0,000 kg		
FG=	0,00 kg	Razão água/(mat. cimentícios)				0,264	FG=				0,000 kg	Razão água/(mat. cimentícios)		0,264		
W=	170,79 litros	W=				13,663 litros	W=				13,663 litros	W=		0,344 litros		
Sp=	4,31 litros	Sp=				0,344 litros	Sp=				0,344 litros	Sp=		0,344 litros		
S1=	360,43 kg	Razão água/cimento				0,350	S1=				28,834 kg	Razão água/cimento		0,350		
S2=	365,97 kg	S2=				29,278 kg	S2=				29,278 kg	S2=		29,278 kg		
S3=	0,00 kg	S3=				0,000 kg	S3=				0,000 kg	S3=		0,000 kg		
G1=	521,14 kg	Razão água/finos				0,264	G1=				41,692 kg	Razão água/finos		0,264		
G2=	279,58 kg	G2=				22,366 kg	G2=				22,366 kg	G2=		22,366 kg		
G3=	0,00 kg	G3=				0,000 kg	G3=				0,000 kg	G3=		0,000 kg		
G4=	0,00 kg	G4=				0,000 kg	G4=				0,000 kg	G4=		0,000 kg		

(\*) O tempo de escoamento não é equacionado nesta folha de cálculo, mas deve no entanto situar-se entre os 10 e os 20 segundos para que esta seja válida. Os valores solicitados servem apenas de referência para os ensaios experimentais.

Quadro A.4 - Registo da amassadura do betão

<b>IDENTIF. DO BETÃO: BAC.JC.77.I.CV.0,8</b>	<b>DATA DE AMASSADURA: 14 / 03 / 2011</b>
--	---

Parâmetros da mistura	Composição da mistura						Acertos na amassadura para obter auto-compactabilidade
	Quantidades calculadas para _____ litros		Condições dos agregados antes da amassadura		Quantidades corrigidas para 80 litros		
			A' [%]	H [%]			
Dmáx [mm]	C1 [kg]				C1 [kg]	39,002	
	C2 [kg]				C2 [kg]		
Vv [m³/m³]	CV [kg]				CV [kg]	12,669	
	MS [kg]				MS [kg]		
Vm/Vg	FC [kg]				FC [kg]		
	FG [kg]				FG [kg]		
Vp/Vs	W [litros]				W [litros]	11,315	
	Sp [litros]				Sp [litros]	361,7	
Vw/Vp	S1 [kg]				S1 [kg]	29,766	
	S2 [kg]				S2 [kg]	30,604	
Sp/p%	G1 [kg]				G1 [kg]	41,692	
	G2 [kg]				G2 [kg]	22,366	
	G3 [kg]				G3 [kg]		

Ensaio de espalhamento			
Registos		Cálculos	
T50 [s]	3,05	Dm	Gc
D1 [mm]	770	780	15,21
D2 [mm]	790		
Formulário:			
$G_c = \left( \frac{D_m}{D_0} \right)^2 - 1 ; \quad D_m = \frac{D_1 + D_2}{2} ; \quad D_0 = 200 \text{ mm}$			

Ensaio de fluidez			
Registos		Cálculos	
t [s]	15,64	Rc [s <sup>-1</sup> ]	0,639
Formulário:			
$R_c = \frac{10}{t}$			

Ensaio da caixa-L			
Registos		Cálculos	
600-H1	50,8	H1 [mm]	92
150-H2	6,5	H2 [mm]	85
T40 [s]	3,56	H2/H1	0,924

Ensaio da caixa			
Registos		Cálculos	
H [mm]			

<b>Amostragem para ensaios do betão endurecido:</b>

## ANEXO A.2- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA DUREZA SUPERFICIAL DO BETÃO

Quadro A.5 - Ensaio de dureza superficial ao 1º dia

Identificação do betão	Leituras em pontos localizados					Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	Face esquerda	Face direita	Média das leituras	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
P1	1	→	40	36	38	37,44	0,63	1,69
	2	→	37	39	38			
	3	→	37,5	37	37,25			
	4	→	37	38	37,5			
	5	→	38	38,5	38,25			
	6	→	37,5	37	37,25			
	7	→	39,5	36	37,75			
	8	→	36	37	36,5			
	9	→	36	37	36,5			

Quadro A.6 - Ensaio de dureza superficial ao 2º dia

Identificação do betão	Leituras em pontos localizados					Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	Face esquerda	Face direita	Média das leituras	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
P2	1	→	40	43	41,5	41	1,20	2,92
	2	→	42	39	40,5			
	3	→	42	40	41			
	4	→	43	44	43,5			
	5	→	40	39	39,5			
	6	→	40	40	40			
	7	→	42	41	41,5			
	8	→	41	42	41,5			
	9	→	40	40	40			

Quadro A.7 - Ensaio de dureza superficial ao 3º dia

Identificação do betão	Leituras em pontos localizados					Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	Face esquerda	Face direita	Média das leituras	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
P3	1	→	45	43	44	43,06	1,07	2,49
	2	→	43	44	43,5			
	3	→	40	44	42			
	4	→	41	42	41,5			
	5	→	43	45	44			
	6	→	42	42	42			
	7	→	45	40	42,5			
	8	→	43	44	43,5			
	9	→	45	44	44,5			

Quadro A.8 - Ensaio de dureza superficial ao 7º dia

Identificação do betão	Leituras em pontos localizados					Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	Face esquerda	Face direita	Média das leituras	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
P7	1	→	44	44	44	45,39	1,39	3,06
	2	→	47	44	45,5			
	3	→	46	45	45,5			
	4	→	43	43	43			
	5	→	47	45	46			
	6	→	45	49	47			
	7	→	46	44	45			
	8	→	47	48	47,5			
	9	→	45	45	45			

QuadroA.9 - Ensaio de dureza superficial ao 14º dia

Identificação do betão	Leituras em pontos localizados					Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	Face esquerda	Face direita	Média das leituras	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
P14	1	→	47	49	40	45,44	2,24	4,93
	2	→	45	47	46			
	3	→	45	46	45,5			
	4	→	46	47	46,5			
	5	→	50	46	48			
	6	→	45	44	44,5			
	7	→	45	47	46			
	8	→	47	46	46,5			
	9	→	48	44	46			

Quadro A.10 - Ensaio de dureza superficial ao 28º dia

Identificação do betão	Leituras em pontos localizados					Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	Face esquerda	Face direita	Média das leituras	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
P28	1	→	47	47	47	47,56	1,26	2,65
	2	→	46	50	48			
	3	→	49	50	49,5			
	4	→	47	49	48			
	5	→	48	48	48			
	6	→	48	48	48			
	7	→	47	46	46,5			
	8	→	48	48	48			
	9	→	45	45	45			

Quadro A.11 - Ensaio de dureza superficial ao 94º dia

Identificação do betão	Leituras em pontos localizados					Resultados finais		
	Ponto	Posição do aparelho	Face esquerda	Face direita	Média das leituras	Valor médio	Desvio padrão	Coef. de variação [%]
P94	1	→	50	50	50	49,61	0,65	1,31
	2	→	50	49	49,5			
	3	→	50	48	49			
	4	→	47	51	49			
	5	→	51	51	51			
	6	→	50	49	49,5			
	7	→	48	51	49,5			
	8	→	50	50	50			
	9	→	48	50	49			



## ANEXO A.3- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ULTRA-SONS NO BETÃO

Quadro A.12 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 1º dia

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
P1	Provete cúbico	150	34,8	4,31	4,31	0,035	0,82
		150	34,5	4,35			
		150	35,2	4,26			
		150	34,8	4,31			

Quadro A.13 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 2º dia

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
P2	Provete cúbico	150	33,7	4,45	4,44	0,011	0,24
		150	33,8	4,44			
		150	33,8	4,44			
		150	33,9	4,42			

Quadro A.14 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 3º dia

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
P3	Provete cúbico	150	32,6	4,60	4,57	0,025	0,56
		150	33	4,55			
		150	32,9	4,56			
		150	32,7	4,59			

Quadro A.15 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 7º dia

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
P7	Provete cúbico	150	32,1	4,67	4,64	0,030	0,64
		150	32,6	4,60			
		150	32,4	4,63			
		150	32,3	4,64			

Quadro A.16 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 14º dia

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
P14	Provete cúbico	150	30,8	4,87	4,80	0,063	1,31
		150	31,2	4,81			
		150	31,3	4,79			
		150	31,8	4,72			

Quadro A.17 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 28º dia

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
P28	Provete cúbico	150	31	4,84	4,84	0,022	0,45
		150	31,2	4,81			
		150	30,9	4,85			
		150	30,9	4,85			

Quadro A.18 - Ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons ao 94º dia

Identificação do betão	Leituras			Resultados			
	Elemento	Distância entre os transdutores [mm]	Tempo [μs]	Velocidade [km/s]	Valor médio [km/s]	Desvio padrão [km/s]	Coef. de variação [%]
P94	Provete cúbico	150	31	4,84	4,83	0,015	0,31
		150	31,2	4,81			
		150	31	4,84			
		150	31,1	4,82			



## ANEXO A.4- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE “PULL-OUT” (LOK-TEST)

Quadro A.19 - Ensaio de arranque “Pull-out” utilizando o sistema “Lok-test”

Identificação do betão (idade do betão)	Aparelho de ensaio utilizado	Leituras directas do aparelho [kN]	Força de arranque			
			Valor corrigido [kN]	Valor médio [kN]	Desvio padrão [kN]	Coef. de variação [%]
P1 (1 dia)	0-150 kN (*)	27	27,15	26,77	1,440746334	5,381943722
		24	24,3			
		27	27,15			
		27	27,15			
		28	28,1			
P2 (2 dias)	0-150 kN (*)	34	33,7	34,08	1,440746334	4,227542061
		36	35,6			
		32	31,8			
		35	34,65			
		35	34,65			
P3 (3 dias)	0-150 kN (*)	36	35,6	35,22	1,083166654	3,07543059
		34	33,7			
		35	34,65			
		37	36,55			
		36	35,6			
P7 (7 dias)	0-150 kN (*)	44	43,3	42,54	1,238648457	2,911726509
		42	41,4			
		43	42,35			
		42	41,4			
		45	44,25			
P14 (14 dias)	0-150 kN (*)	43	42,35	48,81	4,10463153	8,409406946
	0-60 kN (**)	46	47,3			
		51	52,5			
		49	50,4			
		50	51,5			
P28 (28 dias)	0-150 kN (*)	54	53	52,21	4,237098064	8,115491407
		59	57,9			
		50	49,1			
		48	47,1			
		55	53,95			
P94 (94 dias)	0-150 kN (*)	60	58,9	60,2	2,390606618	3,971107338
		62	61			
		64	63,2			
		58	56,9			
		62	61			



## ANEXO A.5- RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AVALIAÇÃO DA MATURIDADE

Quadro A.20 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 1º dia

Identificação	Dias reais	Leitura do ensaio [dias]	Valor médio [dias]	Desvio padrão [dias]	Coef. de variação [%]
CM1	1º	1,2	1,26	0,0894427	7,098628
CM2		1,25			
CM3		1,15			
CM4		1,35			
CM5		1,35			

Quadro A.21 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 2º dia

Identificação	Dias reais	Leitura do ensaio [dias]	Valor médio [dias]	Desvio padrão [dias]	Coef. de variação [%]
CM1	2º	2,15	2,29	0,1140175	4,978932
CM2		2,3			
CM3		2,2			
CM4		2,4			
CM5		2,4			

Quadro A.22 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 3º dia

Identificação	Dias reais	Leitura do ensaio [dias]	Valor médio [dias]	Desvio padrão [dias]	Coef. de variação [%]
CM1	3º	3,2	3,26	0,1193734	3,66176
CM2		3,25			
CM3		3,1			
CM4		3,35			
CM5		3,4			

Quadro A.23 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 7º dia

Identificação	Dias reais	Leitura do ensaio [dias]	Valor médio [dias]	Desvio padrão [dias]	Coef. de variação [%]
CM1	7º	6,6	6,64	0,2631539	3,963162
CM2		6,3			
CM3		6,5			
CM4		6,85			
CM5		6,95			

Quadro A.24 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 10º dia

Identificação	Dias reais	Leitura do ensaio [dias]	Valor médio [dias]	Desvio padrão [dias]	Coef. de variação [%]
CM1	10º	9	9,02	0,3290137	3,647602
CM2		8,5			
CM3		9			
CM4		9,25			
CM5		9,35			

Quadro A.25 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 14º dia

Identificação	Dias reais	Leitura do ensaio [dias]	Valor médio [dias]	Desvio padrão [dias]	Coef. de variação [%]
CM1	14º	12	11,92	0,6978539	5,854479
CM2		10,8			
CM3		11,9			
CM4		12,2			
CM5		12,7			

Quadro A.26 - Ensaio de avaliação da maturidade do betão ao 17º dia

Identificação	Dias reais	Leitura do ensaio [dias]	Valor médio [dias]	Desvio padrão [dias]	Coef. de variação [%]
CM1	17º	14,4	14,16	0,7893035	5,574177
CM2		12,9			
CM3		14			
CM4		14,5			
CM5		15			

## ANEXO A.6- RESULTADOS DOS ENSAIOS À COMPRESSÃO DE PROJETES DE BETÃO

Quadro A.27 - Ensaio à compressão em projetes de betão ao 1º dia

Ident. do betão	Resistência à compressão de projetes cúbicos de 150 mm de aresta (fcm)					
	Massa de cada projete [Kg]	Carga de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]
P1	7,66	1000	44,44	45,31	1,48	3,26
	7,78	1052	46,76			
	7,74	983,2	43,70			
	7,88	1043	46,36			

Quadro A.28 - Ensaio à compressão em projetes de betão ao 2º dia

Ident. do betão	Resistência à compressão de projetes cúbicos de 150 mm de aresta (fcm)					
	Massa de cada projete [Kg]	Carga de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]
P2	7,66	1307	58,09	58,16	2,21	3,81
	7,78	1244	55,29			
	7,74	1318	58,58			
	7,88	1365	60,67			

Quadro A.29 - Ensaio à compressão em projetes de betão ao 3º dia

Ident. do betão	Resistência à compressão de projetes cúbicos de 150 mm de aresta (fcm)					
	Massa de cada projete [Kg]	Carga de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]
P3	7,66	1499	66,62	64,06	2,09	3,26
	7,78	1403	62,36			
	7,74	1460	64,89			
	7,88	1403	62,36			

Quadro A.30 - Ensaio à compressão em provetes de betão ao 7º dia

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (fcm)					
	Massa de cada provete [Kg]	Carga de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]
P7	7,66	1699	75,51	71,92	3,00	4,16
	7,78	1547	68,76			
	7,74	1582	70,31			
	7,88	1645	73,11			

Quadro A.31 - Ensaio à compressão em provetes de betão ao 14º dia

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (fcm)					
	Massa de cada provete [Kg]	Carga de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]
P14	7,66	1948	86,58	81,47	6,16	7,56
	7,78	1958	87,02			
	7,74	1714	76,18			
	7,88	1712	76,09			

Quadro A.32 - Ensaio à compressão em provetes de betão ao 28º dia

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (fcm)					
	Massa de cada provete [Kg]	Carga de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]
P28	7,66	2075	92,22	90,70	1,33	1,46
	7,78	2005	89,11			
	7,74	2031	90,27			
	7,88	2052	91,20			

Quadro A.33 - Ensaio à compressão em provetes de betão ao 94º dia

Ident. do betão	Resistência à compressão de provetes cúbicos de 150 mm de aresta (fcm)					
	Massa de cada provete [Kg]	Carga de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Valor médio [MPa]	Desvio padrão [MPa]	Coef. de variação [%]
P94	7,66	2237	99,42	97,00	1,79	1,84
	7,78	2177	96,76			
	7,74	2140	95,11			
	7,88	2176	96,71			

