



**FCTUC** DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Propriedades Mecânicas Residuais Após Incêndio de Betões Normais**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil

Autor

**Cristina Calmeiro dos Santos**

Orientador

**João Paulo Correia Rodrigues**

**Coimbra, Fevereiro, 2012**



Não se pode criar experiência. É preciso passar por ela.

(Albert Einstein)



## **AGRADECIMENTOS**

Uma palavra de reconhecimento ao Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues, orientador científico deste trabalho. A sua competência científica, capacidade de trabalho, de orientação e motivação bem como a sua disponibilidade para o esclarecimento de dúvidas, partilha de conhecimentos, revisão e anotações críticas sempre estimulantes, contribuíram decisivamente para a concretização do plano de trabalho traçado para este estudo. À sua dedicação e simpatia o meu bem-haja.

Aos técnicos do Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, pela colaboração e empenho no trabalho efetuado.

À empresa Sika Portugal, S.A. designadamente ao Engenheiro Rui Oliveira pela oferta de adjuvantes e resina epóxi. À empresa Lena Agregados S.A. em especial à Engenheira Maria Correia pelo fornecimento de agregados.

Aos meus colegas António Correia, Luis Laím, Pedro Barata e Helder Craveiro por todo o apoio que me deram no desenrolar deste trabalho, principalmente a nível laboratorial.

Uma palavra de amizade e agradecimento a todos os meus amigos de quem sempre recebi apoio, cooperação e inestimável incentivo.

Finalmente um agradecimento especial à família pelo estímulo e compreensão demonstrados.

O presente trabalho contou com o apoio da Fundação Ciência e Tecnologia, através do Programa de Apoio à Formação Avançada de Docentes do Ensino Superior Politécnico (PROTEC). Este Programa de formação foi desenvolvido pelo MCTES em articulação com o Conselho Coordenador dos Institutos Superiores Politécnicos (CCISP). A estas instituições agradeço o apoio.

Ao meu pai, sempre presente.

Ao Afonso e à Teresinha.



## RESUMO

As estruturas de betão têm em geral um bom comportamento ao fogo. No entanto, estas estruturas podem ser afetadas, dependendo os seus danos da severidade do incêndio. A diminuição da resistência dos elementos estruturais resulta fundamentalmente da degradação das propriedades dos materiais betão e aço, devido às elevadas temperaturas a que estão sujeitos. Se o conhecimento das propriedades mecânicas do betão sujeito a altas temperaturas é já suficientemente completo o mesmo não se poderá dizer em relação às propriedades mecânicas residuais. Assim, a investigação nesta área é de extrema importância para a caracterização da resistência mecânica dos elementos após incêndio e para a tomada de decisão sobre o método de reparação mais apropriado para os elementos.

Com o objetivo de contribuir para uma melhor compreensão do comportamento do betão convencional submetido a elevadas temperaturas, foi estabelecido um programa experimental para avaliação das suas propriedades mecânicas residuais após ciclos de aquecimento/arrefecimento.

Neste sentido, o trabalho laboratorial realizado compreendeu ensaios de resistência à compressão, resistência à tração direta, resistência à tração por compressão diametral, resistência à flexão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Estudaram-se duas composições de betão usadas na construção civil nacional, uma constituída por agregados calcários e outra por agregados graníticos. Os diferentes provetes de betão foram submetidos a dois tipos de arrefecimento (lento ao ar e brusco por jacto água), dois níveis de carregamento ( $0,3f_{cd}$  e  $0,7f_{cd}$ ) e diferentes níveis de temperatura (20, 300, 500 e 700°C).

Os resultados deste programa experimental mostram que a temperatura interfere negativamente no comportamento residual do betão, verificando-se que a resistência dos elementos diminui com o aumento da temperatura, podendo atingir uma perda quase total para temperaturas acima dos 600°C. De igual modo, deve-se atender ao processo de arrefecimento aplicado, dado que quanto mais brusco este for maiores são os danos causados.

**Palavras-chave:** incêndio; betão; arrefecimento; propriedades; mecânicas; residuais.





## ABSTRACT

Concrete structures have generally good fire behaviour. However, these structures can be affected, the damages depending on the severity of the fire. The decreasing resistance of the structural elements is mainly the result of structural degradation of materials properties (concrete and steel) due to high temperatures to which they are subjected. If knowledge of the mechanical properties of concrete subjected to high temperatures is fully documented, the same cannot be said regarding to residual mechanical properties. There are not many studies in this area, so research in this field is extremely important to characterize the mechanical strength of the elements after a fire and take decisions on the most appropriate repair method for the structure.

With the intention of contributing to a better understanding of the standard behaviour of concrete elements subjected to high temperatures, an experimental research was established. It was intended to carry out a systematic study of the determination of residual mechanical properties of concrete after heating/cooling cycles.

For this purpose, laboratorial testing's were performed consisting on measuring the compression strength, direct tensile, splitting tensile strength, bending strength, modulus of elasticity and Poisson's ratio. Two compositions of concrete used in traditional construction were tested, one using calcareous aggregates and granite aggregates. Different concrete specimens were subjected to two different types of cooling (cooling in the air and cooling by water jet), two loading levels ( $0,3f_{cd}$  and  $0,7f_{cd}$ ) and different temperature levels (20, 300, 500 and  $700^{\circ}\text{C}$ ).

The result of this experimental research shows that temperature has a negative impact in the residual behaviour of concrete, showing that the elements resistance decreases with the increasing of temperature, reaching an almost total loss in temperatures above  $600^{\circ}\text{C}$ . Equally, the cooling process applied as a significant importance, as sudden is the cooling applied, higher are the damages caused.

**Keywords:** fire; concrete; cooling; mechanical; properties; residual.



---

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xxi
SIMBOLOGIA	xxiii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento do Tema	1
1.2 Objetivos do Trabalho	2
1.3 Organização do Trabalho	3
2 PROPRIEDADES DO BETÃO APÓS INCÊNDIO	5
2.1 O Material Betão	5
2.1.1 Elementos constituintes do betão	6
2.1.2 Microestrutura do betão	10
2.1.3 Classificação do betão	12
2.2 Efeito da Temperatura nas Propriedades Físico-Químicas do Betão	14
2.2.1 Comportamento da pasta de cimento com a temperatura	14
2.2.2 Comportamento dos agregados com a temperatura	16
2.3 Dilatação Térmica	19
2.3.1 Dilatação térmica da pasta de cimento	20
2.3.2 Dilatação térmica dos agregados	20
2.3.3 Dilatação térmica do betão	21
2.4 Porosidade e Densidade Aparente	23
2.5 Permeabilidade	24

---

2.6 Perda de Massa	27
2.7 Massa Volúmica	28
2.8 Propriedades Térmicas	29
2.8.1 Calor específico	29
2.8.2 Condutividade térmica	32
2.8.3 Difusividade térmica	33
2.9 Propriedades Mecânicas	36
2.9.1 Resistência à compressão	37
2.9.2 Resistência à tração	52
2.9.3 Resistência à flexão	54
2.9.4 Módulo de elasticidade	56
2.9.5 Coeficiente de Poisson	59
2.10 Considerações Finais	63
<b>3 ESTUDO EXPERIMENTAL</b>	<b>65</b>
3.1 Plano e Métodos	66
3.2 Composições dos Betões	67
3.2.1 Betão com agregados calcários	69
3.2.2 Betão com agregados graníticos	70
3.2.3 Propriedades mecânicas de referência dos betões	71
3.3 Resistência Residual à Compressão	71
3.4 Resistência Residual à Tração	93
3.4.1 Tração direta	94
3.4.2 Tração por compressão diametral	102
3.5 Resistência à Flexão	113
3.6 Módulo de Elasticidade	123
3.7 Coeficiente de Poisson	133
3.8 Considerações Finais	138
<b>4 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS</b>	<b>141</b>
4.1 Conclusões	141
4.2 Desenvolvimentos Futuros	143
<b>5 BIBLIOGRAFIA</b>	<b>145</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>159</b>

---

---

ANEXO I. Análise Granulométrica	161
AI.1 Agregados Calcários	161
AI.2 Agregados Graníticos	163
ANEXO II. Informação Complementar aos Ensaios de Resistência à Compressão	165
AII.1 Introdução	165
AII.2 Evolução de Temperaturas nos Provetes	166
AII.3 Provetes Após Ensaio	171
ANEXO III. Informação Complementar aos Ensaios de Resistência à Tração Direta	177
AIII.1 Introdução	177
AIII.2 Evolução de Temperaturas nos Provetes	178
AIII.3 Provetes Após Ensaio	182
ANEXO IV. Informação Complementar dos Ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral	185
AIV.1 Introdução	185
AIV.2 Evolução de Temperaturas nos Provetes	186
AIV.3 Provetes Após Ensaio	189
ANEXO V. Informação Complementar dos Ensaios de Resistência à Flexão	193
AV.1 Introdução	193
AV.2 Evolução de Temperaturas nos Provetes	194
AV.3 Provetes Após Ensaio	197
ANEXO VI. Informação Complementar Sobre a Determinação do Módulo de Elasticidade	199
AVI.1 Introdução	199
AVI.2 Cálculos Auxiliares	199
ANEXO VII. Informação Complementar Sobre a Determinação do Coeficiente de Poisson	205
AVII.1 Introdução	205
AVII.2 Cálculos Auxiliares	205



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Análise térmica diferencial do gel CSH .....	14
Figura 2.2. Análise térmica diferencial de diferentes agregados .....	18
Figura 2.3. Curvas de deformação do betão em função do nível de carga .....	22
Figura 2.4. Porosidade total do betão corrente e do betão de elevado desempenho .....	23
Figura 2.5. Evolução da densidade aparente com a temperatura .....	24
Figura 2.6. Evolução da permeabilidade em função da temperatura após ciclo aquecimento /arrefecimento .....	25
Figura 2.7. Permeabilidade intrínseca residual em função da temperatura .....	26
Figura 2.8. Evolução da permeabilidade intrínseca em função dos danos e da temperatura ..	26
Figura 2.9. Perda de massa em função da temperatura .....	27
Figura 2.10. Perda de massa de diferentes tipos de betão em função da temperatura .....	28
Figura 2.11. Massa volúmica de diferentes tipos de betão em função da temperatura .....	28
Figura 2.12. O calor específico de diferentes tipos de betão em função da temperatura .....	31
Figura 2.13. A capacidade de calor de diferentes tipos de betão em função da temperatura ..	31
Figura 2.14. A condutividade térmica de diferentes tipos de betão em função da temperatura .....	32
Figura 2.15. A condutividade térmica do betão em função da temperatura e da pressão capilar .....	33
Figura 2.16. A difusividade térmica do betão com agregados calcários em função da temperatura .....	34
Figura 2.17. A difusividade térmica do betão com agregados siliciosos em função da temperatura .....	35
Figura 2.18. A difusividade térmica do betão e de argamassas em função da temperatura ....	35
Figura 2.19. Diferentes métodos de aplicação das variáveis carregamento/temperatura em ensaios de betão .....	37
Figura 2.20. Variação da resistência à compressão residual em função da temperatura e do processo de arrefecimento aplicado .....	39
Figura 2.21. Resistência residual à compressão em função da temperatura para diferentes tipos de betão .....	40
Figura 2.22. Influência da carga mecânica na resistência à compressão do betão .....	41
Figura 2.23. Influência da carga mecânica na resistência à compressão do betão normal e de alta resistência .....	42
Figura 2.24. Relação resistência à compressão-temperatura do betão corrente e do betão de elevado desempenho (ensaio sem pré-carga). a) betão calcário; b) betão silicioso .....	44

Figura 2.25. Relação resistência à compressão-temperatura do betão corrente e do betão de elevado desempenho (ensaio com pré-carga). a) betão calcário; b) betão silicioso .....	44
Figura 2.26. Relação resistência residual à compressão-temperatura do betão corrente e do betão de elevado desempenho (ensaio sem pré-carga). a) betão calcário; b) betão silicioso ..	45
Figura 2.27. Relação resistência à compressão - selagem do provete - temperatura do betão corrente .....	46
Figura 2.28. Evolução da resistência à compressão tendo em conta a influência da selagem do provete .....	46
Figura 2.29. Resistência à compressão do betão corrente e do betão de elevado desempenho em função da temperatura .....	48
Figura 2.30. Influência da sílica de fumo na resistência à compressão do betão .....	49
Figura 2.31. Resistência à compressão do betão constituído por diferentes tipos de agregado .....	50
Figura 2.32. Resistência à compressão do betão de elevado desempenho em função da temperatura e das dimensões do provete .....	52
Figura 2.33. Resistência à tração do betão em função da temperatura .....	53
Figura 2.34. Resistência residual à tração direta e à tração por compressão diametral em função da temperatura .....	54
Figura 2.35. Resistência residual à flexão em função da temperatura do betão .....	54
Figura 2.36. Variação da resistência à flexão residual em função da temperatura e do processo de arrefecimento aplicado .....	55
Figura 2.37. Redução do módulo de elasticidade para diferentes tipos de betão .....	56
Figura 2.38. Variação do módulo de elasticidade residual em função da temperatura para betão de resistência corrente e betão de elevado desempenho .....	57
Figura 2.39. Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura para betão de resistência normal .....	58
Figura 2.40. Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura para betão corrente e para betão de elevado desempenho .....	58
Figura 2.41. Variação do módulo de elasticidade em betão corrente e de elevado desempenho com e sem adição de fibras de aço em função da temperatura .....	59
Figura 2.42. Variação do coeficiente Poisson em função da temperatura, segundo Marechal e Hertz .....	60
Figura 2.43. Variação do coeficiente Poisson em função do nível força de compressão aplicado .....	61
Figura 2.44. Variação do coeficiente Poisson do betão em função do número de dias de aquecimento .....	62
Figura 2.45. Variação do coeficiente Poisson em função da temperatura do betão corrente e de elevado desempenho com e sem adição de fibras de aço .....	62
Figura 3.1. Fotografia dos agregados calcários.....	70
Figura 3.2. Fotografia dos agregados graníticos .....	70
Figura 3.3. Moldes de poliestireno expandido moldado após betonagem .....	72



---

Figura 3.4. Sistema utilizado na soldadura dos termopares .....	72
Figura 3.5. Provetes e localização dos termopares .....	73
Figura 3.6. Sistema de ensaio - arrefecimento ao ar.....	73
Figura 3.7. Sistema de ensaio - arrefecimento por jacto de água .....	74
Figura 3.8. Evolução da temperatura no interior do forno para os níveis de temperatura em estudo.....	75
Figura 3.9. Evolução da temperatura no provete BC – arrefecimento ao ar. a) $0,3f_{cd}$ ; $500^{\circ}\text{C}$ . b) $0,7f_{cd}$ ; $500^{\circ}\text{C}$ .....	75
Figura 3.10. Evolução da temperatura no provete BC – arrefecimento por jato de água. a) $0,3f_{cd}$ ; $500^{\circ}\text{C}$ . b) $0,7f_{cd}$ ; $500^{\circ}\text{C}$ .....	76
Figura 3.11. Evolução da temperatura no provete BG – série de $0,3f_{cd}$ ; $500^{\circ}\text{C}$ . a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água.....	77
Figura 3.12. Evolução da temperatura em altura no provete – fase de aquecimento .....	78
Figura 3.13. Evolução da temperatura em altura no provete – arrefecimento ao ar.....	78
Figura 3.14. Evolução da temperatura em altura no provete – arrefecimento por jato de água .....	79
Figura 3.15. Resistência residual à compressão dos betões calcário (BC) e granítico (BG) com a temperatura .....	82
Figura 3.16. Resistência residual à compressão dos betões calcário (BC) e granítico (BG)....	82
Figura 3.17. Resistência residual à compressão – $0,3f_{cd}$ – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	83
Figura 3.18. Resistência residual à compressão – $0,7f_{cd}$ – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	84
Figura 3.19. Resistência residual à compressão – influência do nível de carga. a) BC - arrefecimento ao ar. b) BC - arrefecimento por jato de água. c) BG - arrefecimento ao ar. d) BG - arrefecimento por jato de água .....	85
Figura 3.20. Curvas tensão-extensão – $0,3f_{cd}$ e $300^{\circ}\text{C}$ . a) arrefecimento ao ar.....	86
b) arrefecimento por jato de água .....	86
Figura 3.21. Curvas tensão-extensão – $0,3f_{cd}$ e $500^{\circ}\text{C}$ . a) arrefecimento ao ar.....	86
b) arrefecimento por jato de água .....	86
Figura 3.22. Curvas tensão-extensão – $0,3f_{cd}$ e $700^{\circ}\text{C}$ . a) arrefecimento ao ar.....	87
b) arrefecimento por jato de água .....	87
Figura 3.23. Curvas tensão-extensão – $0,7f_{cd}$ e arrefecimento ao ar. a) $300^{\circ}\text{C}$ . b) $500^{\circ}\text{C}$ .....	87
Figura 3.24. Equações simples para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura – $0,3f_{cd}$ – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .	88
Figura 3.25. Equações simples para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura – $0,3f_{cd}$ – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG).....	89
Figura 3.26. Equações simples para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura – $0,7f_{cd}$ – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .	89

---

Figura 3.27. Equações simples para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura – 0,7fcd – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	90
Figura 3.28. Comparação dos resultados da resistência residual à compressão com os obtidos por outros autores .....	91
Figura 3.29. Provetes dos ensaios de tração direta .....	94
Figura 3.30. Componentes do ensaio .....	95
Figura 3.31. Sistema de ensaio – resistência à tração direta .....	95
Figura 3.32. Evolução da temperatura no interior da mufla para os diferentes ensaios .....	96
Figura 3.33. Evolução da temperatura nos provetes de betão calcário e betão granítico – série de 500°C. a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água.....	97
Figura 3.34. Resistência residual à tração direta em função da temperatura .....	99
Figura 3.35. Resistência residual à tração direta – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG).....	100
Figura 3.36. Resistência residual à tração direta – influência do processo de arrefecimento. a) betão calcário. b) betão granítico .....	101
Figura 3.37. Equações simples para determinar a resistência residual à tração direta em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	101
Figura 3.38. Equações simples para determinar a resistência residual à tração direta em função da temperatura – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	102
Figura 3.39. Provetes utilizados nos ensaios de tração por compressão diametral.....	102
Figura 3.40. Localização dos termopares.....	103
Figura 3.41. Sistema de ensaio – resistência à tração por compressão diametral.....	103
Figura 3.42. Sistema de ensaio – resistência à tração por compressão diametral – arrefecimento por jato de água.....	104
Figura 3.43. Evolução da temperatura no interior do forno para os diferentes ensaios.....	105
Figura 3.44. Evolução da temperatura nos provetes de betão calcário e granítico – série de 500°C. a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água .....	106
Figura 3.45. Resistência residual à tração por compressão diametral em função da temperatura .....	108
Figura 3.46. Resistência residual à tração por compressão diametral – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	109
Figura 3.47. Provetes de betão granítico - série de 500°C; arrefecimento ao ar .....	109
Figura 3.48. Resistência residual à tração por compressão diametral – influência do processo de arrefecimento. a) betão calcário. b) betão granítico .....	110
Figura 3.49. Equações simples para determinar a resistência residual à tração por compressão diametral em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	111

---

Figura 3.50. Equações simples para determinar a resistência residual à tração por compressão diametral em função da temperatura – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	112
Figura 3.51. Comparação dos resultados da resistência residual à tração direta e resistência residual à tração por compressão diametral com os obtidos por outros autores .....	113
Figura 3.52. Provetes utilizados nos ensaios de resistência à flexão.....	114
Figura 3.53. Localização dos termopares .....	114
Figura 3.54. Sistema de ensaio – resistência à flexão .....	115
Figura 3.55. Evolução da temperatura no interior do forno para os diferentes ensaios .....	116
Figura 3.56. Evolução da temperatura nos provetes de betão calcário e granítico – série de 500°C. a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água.....	117
Figura 3.57. Resistência residual à flexão em função da temperatura .....	119
Figura 3.58. Resistência residual à flexão – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	120
Figura 3.59. Resistência residual à flexão – influência do processo de arrefecimento. ....	120
a) betão calcário. b) betão granítico.....	120
Figura 3.60. Equações simples para determinar a resistência residual à flexão em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG).....	121
Figura 3.61. Equações simples para determinar a resistência residual à flexão em função da temperatura – arrefecimento por jacto de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	121
Figura 3.62. Comparação dos resultados da resistência residual à flexão com os obtidos por outros autores .....	122
Figura 3.63. Provetes utilizados nos ensaios do módulo de elasticidade .....	124
Figura 3.64. Localização dos termopares .....	124
Figura 3.65. Retificação dos provetes utilizados nos ensaios do módulo de elasticidade.....	125
Figura 3.66. Colocação dos extensómetros nos provetes .....	125
Figura 3.67. Sistema de ensaio – módulo de elasticidade .....	126
Figura 3.68. Evolução da temperatura no interior do forno para os níveis de temperatura em estudo.....	127
Figura 3.69. Evolução da temperatura nos provetes de betão calcário e betão granítico – série de 500°C. a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água .....	127
Figura 3.70. Módulo de elasticidade residual em função da temperatura .....	130
Figura 3.71. Módulo de elasticidade residual – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	130
Figura 3.72. Módulo de elasticidade residual – influência do processo de arrefecimento.....	131
Figura 3.73. Equações simples para determinar o módulo de elasticidade residual em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	132
Figura 3.74. Equações simples para determinar o módulo de elasticidade residual em função da temperatura – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	132

---

Figura 3.75. Comparação dos resultados do módulo de elasticidade residual com os obtidos por outros autores .....	133
Figura 3.76. Instrumentação dos provetes utilizados no cálculo do coeficiente de Poisson..	134
Figura 3.77. a) Coeficiente de Poisson residual em função da temperatura. b) Coeficiente de Poisson residual – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	135
Figura 3.78. Coeficiente de Poisson residual – influência do processo de arrefecimento. ....	136
Figura 3.79. Equações simples para determinar o coeficiente de Poisson residual em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG) .....	137
Figura 3.80. Equações simples para determinar o coeficiente de Poisson residual em função da temperatura – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)	137
Figura 3.81. Comparação dos resultados do coeficiente de Poisson residual com os obtidos por Lau e Anson .....	138
Figura AI.1. Curva granulométrica dos agregados calcários .....	162
Figura AI.2. Curva granulométrica dos agregados graníticos .....	164
Figura AII.1. Localização dos termopares nos provetes .....	165
Figura AII.2. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento ao ar.....	166
Figura AII.3. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento ao ar.....	166
Figura AII.4. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água.....	167
Figura AII.5. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água.....	167
Figura AII.6. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,3fcd; 700°C; arrefecimento ao ar.....	168
Figura AII.7. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,7fcd; 700°C; arrefecimento ao ar.....	168
Figura AII.8. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento ao ar.....	169
Figura AII.9. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento ao ar.....	169
Figura AII.10. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água.....	170
Figura AII.11. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água.....	170
Figura AII.12. Proвете Betão Calcário – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento ao ar.....	171
Figura AII.13. Proвете Betão Calcário – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento ao ar.....	171
Figura AII.14. Proвете Betão Calcário – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água .....	171

---

Figura AII.15. Provete Betão Calcário – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água.....	171
Figura AII.16. Provete Betão Calcário – série de 0,3fcd; 500°C; arrefecimento ao ar .....	172
Figura AII.17. Provete Betão Calcário – série de 0,7fcd; 500°C; arrefecimento ao ar .....	172
Figura AII.18. Provete Betão Calcário – série de 0,3fcd; 500°C; arrefecimento por jato de água.....	172
Figura AII.19. Provete Betão Calcário – série de 0,7fcd; 500°C; arrefecimento por jato de água.....	172
Figura AII.20. Provete Betão Calcário – série de 0,3fcd; 700°C; arrefecimento ao ar .....	173
Figura AII.21. Provete Betão Calcário – série de 0,7fcd; 700°C; arrefecimento ao ar .....	173
Figura AII.22. Provete Betão Calcário – série de 0,3fcd; 600°C; arrefecimento por jato de água.....	173
Figura AII.23. Provete Betão Granítico – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento ao ar .....	174
Figura AII.24. Provete Betão Granítico – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento ao ar .....	174
Figura AII.25. Provete Betão Granítico – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água.....	174
Figura AII.26. Provete Betão Granítico – série de 0,3fcd; 500°C; arrefecimento ao ar .....	175
Figura AII.27. Provete Betão Granítico – série de 0,7fcd; 500°C; arrefecimento ao ar .....	175
Figura AII.28. Provete Betão Granítico – série de 0,3fcd; 500°C; arrefecimento por jato de água.....	175
Figura AII.29. Provete Betão Granítico – série de 0,3fcd; 700°C; arrefecimento ao ar .....	176
Figura AII.30. Provete Betão Granítico – série de 0,3fcd; 700°C; arrefecimento por jato de água.....	176
Figura AIII.1. Localização dos termopares nos provetes .....	177
Figura AIII.2. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar .....	178
Figura AIII.3. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água .....	178
Figura AIII.4. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar .....	179
Figura AIII.5. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água .....	179
Figura AIII.6. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar .....	180
Figura AIII.7. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água .....	180
Figura AIII.8. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 700°C; arrefecimento ao ar .....	181
Figura AIII.9. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 700°C; arrefecimento por jato de água .....	181
Figura AIII.10. Provete Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar .....	182

---

Figura AIII.11. Provete Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água.....	182
Figura AIII.12. Provete Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento ao ar.....	182
Figura AIII.13. Provete Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento por jato de água.....	182
Figura AIII.14. Provete Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar.....	183
Figura AIII.15. Provete Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água.....	183
Figura AIII.16. Provete Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar.....	183
Figura AIII.17. Provete Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água.....	183
Figura AIII.18. Provete Betão Granítico – série 500°C; arrefecimento ao ar.....	184
Figura AIII.19. Provete Betão Granítico – série 500°C; arrefecimento por jato de água.....	184
Figura AIII.20. Provete Betão Granítico – série 700°C; arrefecimento ao ar.....	184
Figura AIII.21. Provete Betão Granítico – série 700°C; arrefecimento por jato de água.....	184
Figura AIV.1. Localização dos termopares nos provetes.....	185
Figura AIV.2. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar.....	186
Figura AIV.3. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água.....	186
Figura AIV.4. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar.....	187
Figura AIV.5. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água.....	187
Figura AIV.6. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar.....	188
Figura AIV.7. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água.....	188
Figura AIV.8. Provete Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar.....	189
Figura AIV.9. Provete Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água.....	189
Figura AIV.10. Provete Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento ao ar.....	189
Figura AIV.11. Provete Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento por jato de água.....	189
Figura AIV.12. Provete Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar.....	190
Figura AIV.13. Provete Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água.....	190
Figura AIV.14. Provete Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar.....	190
Figura AIV.15. Provete Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água.....	190
Figura AIV.16. Provete Betão Granítico – série 500°C; arrefecimento ao ar.....	191
Figura AIV.17. Provete Betão Granítico – série 500°C; arrefecimento por jato de água.....	191
Figura AV.1. Localização dos termopares nos provetes.....	193
Figura AV.2. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar.....	194
Figura AV.3. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água.....	194
Figura AV.4. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar.....	195

---

Figura AV.5. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água .....	195
Figura AV.6. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar .....	196
Figura AV.7. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água .....	196
Figura AV.8. Provete Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar .....	197
Figura AV.9. Provete Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água .....	197
Figura AV.10. Provete Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento ao ar .....	197
Figura AV.11. Provete Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento por jato de água .....	197
Figura AV.12. Provete Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar .....	198
Figura AV.13. Provete Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água .....	198
Figura AV.14. Provete Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar.....	198
Figura AV.15. Provete Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água.....	198





## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Constituintes essenciais do cimento Portland .....	6
Quadro 2.2 – Resumo das principais transformações dos componentes do betão desde a temperatura ambiente até à temperatura de colapso do material betão .....	19
Quadro 2.3 – Efeito da temperatura no coeficiente de dilatação térmica de alguns agregados .....	21
Quadro 2.4 – Coeficientes de dilatação térmica obtidos experimentalmente .....	22
Quadro 3.1 – Plano de ensaios .....	67
Quadro 3.2 – Composição do betão com agregados calcários (BC) por m <sup>3</sup> .....	70
Quadro 3.3 – Composição do betão com agregados graníticos (BG) por m <sup>3</sup> .....	70
Quadro 3.4 – Resultados dos ensaios de compressão do betão com agregados calcários (BC) e com agregados graníticos (BG) .....	71
Quadro 3.5 – Resultados da resistência residual à compressão – Betão Calcário.....	80
Quadro 3.6 – Resultados da resistência residual à compressão – Betão Granítico .....	81
Quadro 3.7 – Resultados da resistência residual à tracção directa – Betão Calcário .....	98
Quadro 3.8 – Resultados da resistência residual à tracção directa – Betão Granítico.....	99
Quadro 3.9 – Resistência residual à tracção por compressão diametral – Betão Calcário.....	107
Quadro 3.10 – Resistência residual à tracção por compressão diametral – Betão Granítico .	107
Quadro 3.11 – Resistência residual à flexão – Betão Calcário.....	118
Quadro 3.12 – Resistência residual à flexão – Betão Granítico .....	118
Quadro 3.13 – Módulo de elasticidade residual – Betão Calcário .....	128
Quadro 3.14 – Módulo de elasticidade residual – Betão Granítico.....	128
Quadro 3.15 – Coeficiente de Poisson residual – Betão Calcário .....	134
Quadro 3.16 – Coeficiente de Poisson residual – Betão Granítico .....	134
Quadro AI.1 – Distribuição granulométrica dos agregados calcários .....	161
Quadro AI.2 – Distribuição granulométrica dos agregados graníticos .....	163
Quadro AVI.1. Módulo de elasticidade - Betão Calcário.....	199
Quadro AVI.2. Módulo de elasticidade - Betão Calcário - arrefecimento ao ar .....	200
Quadro AVI.3. Módulo de elasticidade - Betão Calcário - arrefecimento por jacto de água.	201
Quadro AVI.4. Módulo de elasticidade - Betão Granítico .....	202
Quadro AVI.5. Módulo de elasticidade - Betão Granítico - arrefecimento ao ar.....	202
Quadro AVI.6. Módulo de elasticidade - Betão Granítico - arrefecimento por jacto de água	203
Quadro AVII.1. Coeficiente de Poisson - Betão Calcário.....	205
Quadro AVII.2. Coeficiente de Poisson - Betão Calcário - arrefecimento ao ar .....	206
Quadro AVII.3. Coeficiente de Poisson - Betão Calcário - arrefecimento por jacto de água	207
Quadro AVII.4. Coeficiente de Poisson - Betão Granítico .....	207

Quadro AVII.5. Coeficiente de Poisson – Betão Granítico – arrefecimento ao ar .....	208
Quadro AVII.6. Coeficiente de Poisson – Betão Granítico – arrefecimento por jacto de água .....	208

## SIMBOLOGIA

$A$	areia
$A/C$	relação água/cimento
$B$	brita
$BC$	betão calcário
$BG$	betão granítico
$CEM$	cimento
$d$	dimensão da secção transversal de contacto do provete
$d_1$	largura da secção do provete de ensaio
$d_2$	altura da secção do provete de ensaio
$D_{máx}$	dimensão máxima dos agregados
$E_c$	módulo de elasticidade em compressão
$E_{cm(T)}$	módulo de elasticidade médio em compressão à temperatura T
$E_{cm(20^{\circ}C)}$	módulo de elasticidade médio em compressão à temperatura ambiente
$F$	carga máxima
$F_{máx}$	força máxima de rotura
$f_c$	resistência à compressão
$f_{cd}$	valor de cálculo da resistência à compressão do betão
$f_{cm}$	resistência média à compressão
$f_{c(T)}$	resistência à compressão à temperatura T
$f_{c(20^{\circ}C)}$	resistência à compressão à temperatura ambiente
$f_{t(T)}$	resistência à tração direta à temperatura T
$f_{t(20^{\circ}C)}$	resistência à tração direta à temperatura ambiente
$f_{ct}$	resistência à tração por compressão diametral
$f_{ct(T)}$	resistência à tração por compressão diametral à temperatura T
$f_{ct(20^{\circ}C)}$	resistência à tração por compressão diametral à temperatura ambiente
$f_{eff(T)}$	resistência à flexão à temperatura T
$f_{eff(20^{\circ}C)}$	resistência à flexão à temperatura ambiente
$I$	distância entre apoios
$L$	comprimento da linha de contacto do provete
$R$	raio médio do molde
$R^2$	coeficiente de correlação
$SP$	superplastificante
$T$	temperatura
$T_i$	termopar na posição i no provete
$T_{máx}$	temperatura máxima atingida

---

$\varepsilon_{bn}$	valor da extensão para a tensão $\sigma_b$ medido no ciclo n
$\varepsilon_{ext}$	valor da extensão no extensómetro
$\varepsilon_{fn}$	valor da extensão para a tensão $\sigma_f$ registado no ciclo n
$\varepsilon_i$	valor da extensão no ciclo i
$\nu_{(T)}$	coeficiente de Poisson à temperatura T
$\nu_{(20^\circ\text{C})}$	coeficiente de Poisson à temperatura ambiente
$\sigma_a$	tensão aplicada
$\sigma_b$	tensão correspondente a 1/3 da tensão média da resistência à compressão
$\sigma_f$	tensão máxima aplicada
$\sigma_i$	tensão inicial
$\sigma/\varepsilon$	relação tensão/extensão
$\emptyset$	diâmetro do provete

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento do Tema

No âmbito da construção de edifícios é fundamental garantir, desde a elaboração do projeto, o bom comportamento das construções face às constantes ações a que estão sujeitas, umas permanentes e outras acidentais como é o caso de um incêndio. Neste sentido, independentemente do tipo de edifício e da função a que se destina, é indispensável conhecer os seus elementos fundamentais e os diferentes materiais empregues na sua construção. Os materiais utilizados na construção civil são muitos e variados e o seu comportamento ao fogo está dependente das suas características. De entre esses materiais inclui-se o betão.

O betão tem, por norma, um bom comportamento ao fogo. Contudo quando sujeito a temperaturas elevadas as suas propriedades sofrem deterioração podendo, em situação extrema, levar ao colapso, parcial ou total do edifício. As propriedades mecânicas como resistência à compressão, resistência à tração, resistência à flexão, módulo de elasticidade, entre outras, são consideravelmente afetadas durante esta exposição.

Esta relação temperatura-degradação da resistência verifica-se tanto no betão corrente como no betão de elevado desempenho, ainda que a redução da resistência à compressão residual apresente valores mais significativos no betão de elevado desempenho, no qual se verifica uma redução da tensão para valores de temperatura desde os 100°C, enquanto o mesmo só se verifica no betão corrente para níveis de temperatura mais elevados.

O comportamento residual à tração do betão também diminui à medida que a temperatura aumenta. Este dado não se pode dissociar da constituição do betão (quantidades da mistura e natureza dos agregados), dado que as transformações térmicas sofridas nos seus constituintes interferem negativamente na capacidade resistente à tração, sendo esta redução mais significativa no betão constituído por agregados calcários.

Com o aumento da temperatura verifica-se que, independentemente do tipo de betão, a resistência à flexão diminui, embora o uso de agregados de calcário apresente um melhor comportamento quando comparado com uso de agregados de granito.

De igual modo, o aumento da temperatura provoca a redução do módulo de elasticidade residual do betão. A constituição do betão bem como a classe de resistência não interferem significativamente na redução desta propriedade.

Neste sentido constata-se que o betão quando submetido a temperaturas elevadas sofre perdas significativas de resistência e durabilidade, cujas consequências se traduzem em danos funcionais e estéticos nos edifícios. A análise e avaliação do nível de danos são fundamentais para proceder à sua reabilitação. Para o efeito é imperioso o estudo da ação da temperatura sobre os elementos estruturais, nomeadamente a alteração das propriedades químicas e mecânicas residuais dos materiais constituintes das estruturas.

O trabalho de investigação experimental realizado permitiu precisamente estudar os efeitos residuais das temperaturas elevadas sobre as propriedades mecânicas do betão - tarefa fundamental quando se pretende reabilitar uma estrutura parcial ou totalmente danificada pelo incêndio.

Assim, começou por se realizar um estudo de mercado para conhecer as composições de betão mais representativas das usadas em obras de construção civil em Portugal. A partir desta pesquisa decidiu-se estudar duas composições de betão corrente, uma constituída por agregados calcários e outra constituída por agregados graníticos.

Para cada uma das composições efetuaram-se ensaios para a determinação da resistência à compressão; resistência à tração direta; resistência à tração por compressão diametral; resistência à flexão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Para cada composição de betão foram ainda testados dois níveis de carregamento ( $0,3f_{cd}$  e  $0,7f_{cd}$ ), dois tipos de arrefecimento (arrefecimento ao ar e arrefecimento por jacto de água) e vários níveis de temperatura (20, 300, 500 e 700°C). Os provetes foram submetidos a ciclos de aquecimento/arrefecimento para analisar as alterações das propriedades mecânicas residuais do betão.

## 1.2 Objetivos do Trabalho

Com o programa de investigação estabelecido pretendeu-se contribuir para o aprofundamento do conhecimento da capacidade resistente residual das estruturas de betão após incêndio, tendo por base uma abordagem essencialmente experimental, ao longo da qual foi realizado um número significativo de ensaios laboratoriais. Considera-se fundamental caracterizar a resistência mecânica dos elementos após incêndio para posteriormente selecionar, com maior segurança qual o método de reparação mais apropriado para os elementos.

Para a realização deste trabalho traçaram-se os seguintes objetivos:

- Sistematizar os conhecimentos existentes relativamente à influência de temperaturas elevadas no comportamento das propriedades mecânicas e físicas do betão;
- Quantificar a influência da temperatura na capacidade resistente residual de elementos de betão de agregados calcários e graníticos;
- Analisar o modo como o material betão reage aos diferentes tipos de arrefecimento após exposição às elevadas temperaturas;

- Testar a ação do nível de carregamento no comportamento mecânico residual do betão.

### 1.3 Organização do Trabalho

O presente trabalho é constituído por quatro capítulos.

O primeiro capítulo contextualiza o tema e define os objetivos do trabalho, descrevendo a metodologia de trabalho desenvolvida.

O segundo capítulo faz um resumo do estado da arte sobre a temática em estudo. Para o efeito, procedeu-se a uma revisão da literatura mais significativa sobre a evolução das propriedades mecânicas e térmicas do betão submetido a altas temperaturas e após aquecimento/arrefecimento. Inclui-se neste capítulo a descrição de um conjunto de trabalhos de investigação experimental considerados relevantes neste domínio assim como as respetivas conclusões.

O terceiro capítulo apresenta detalhadamente o estudo experimental realizado em provetes de betões de agregados calcários e graníticos submetidos a ciclos de aquecimento/arrefecimento. Para cada composição de betão foram efetuados os seguintes ensaios laboratoriais: resistência à compressão, resistência à tração direta, resistência à tração por compressão diametral, resistência à flexão e módulo de elasticidade. Os parâmetros testados foram o tipo de arrefecimento (arrefecimento ao ar pretendendo simular a situação dos incêndios que são extintos numa forma natural, e o arrefecimento brusco por jacto de água, pretendendo simular a ação dos bombeiros no combate ao incêndio), o nível de carregamento ( $0,3f_{cd}$  e  $0,7f_{cd}$ ), e o nível de temperatura (20, 300, 500 e 700°C).

Neste capítulo são também apresentados e analisados os resultados experimentais obtidos, assim como estabelecida uma comparação dos resultados obtidos com os resultados obtidos por outros autores. Por último apresenta-se uma proposta de equações lineares para determinar as propriedades mecânicas residuais do betão em função da temperatura máxima a que esteve sujeito.

O quarto capítulo apresenta as conclusões do presente estudo bem como possíveis linhas de investigação e de desenvolvimento nesta área.





## 2 PROPRIEDADES DO BETÃO APÓS INCÊNDIO

A partir da revisão da literatura existente sobre a instabilidade térmica provocada no betão, pretende-se compilar as principais conclusões resultantes de estudos levados a efeito por vários autores sobre o comportamento residual do betão (betão corrente e betão de elevado desempenho) após ser submetido a altas temperaturas.

### 2.1 O Material Betão

O betão pode ser definido como um material constituído por uma mistura, devidamente proporcionada, de agregados, por um ligante hidráulico, água e, eventualmente, adjuvantes e/ou adições. A propriedade que os produtos da reação do ligante com a água têm de endurecer, confere à mistura uma coesão e resistência que lhe permite servir como material de construção (Coutinho, 1988).

No entanto, as propriedades mecânicas que o betão apresenta atualmente são bem diferentes daquelas que tinha quando foi utilizado pela primeira vez como material de construção (cerca de 1350 a.c.) (Mays, 1992; West, 1996). Nesses primeiros tempos, o ligante era constituído essencialmente por cal e, às vezes, por argila o que limitava a aplicação do betão e a sua qualidade. Só a partir do século XIX se assistiu ao desenvolvimento do betão como material de construção, nomeadamente com o aparecimento do betão armado e a criação de um cimento de qualidade superior por Joseph Aspdin, em 1824, semelhante à Pedra de Portland. Quando em 1845 Isaac Johnson submeteu os constituintes do cimento a uma temperatura elevada, ocorreu a sua fusão originando assim um cimento semelhante ao atualmente utilizado (Neville, 1995).

Desde a fabricação até à sua aplicação em obra, o betão passa por dois estados diferentes: betão fresco e betão endurecido. O betão fresco é definido como betão ainda no estado plástico e capaz de ser compactado por métodos comuns. O betão endurecido é definido como betão que endureceu e desenvolveu uma certa resistência. A resistência e a durabilidade do betão são propriedades que dependem da qualidade dos constituintes, nomeadamente dos agregados em virtude destes ocuparem, segundo Neville, cerca de três quartos do volume do betão (Neville, 1995), da qualidade de mão de obra e das condições ambientais a que ficará exposto durante a sua vida útil (Skalny et al, 2002).

Deste modo, a composição do betão deve assegurar a resistência necessária para garantir a durabilidade de uma obra atendendo às funções a que se destina.

Referem-se em seguida alguns aspetos básicos relativos aos diversos componentes do betão para que se possa compreender melhor o comportamento deste material.

### 2.1.1 Elementos constituintes do betão

#### Cimentos

O cimento é um dos elementos constitutivos do betão que quando é misturado com a água desencadeia uma série de reações de hidratação formando uma pasta endurecida. O cimento é um ligante hidráulico em virtude de formar um compósito constituído por vários materiais finamente moídos. Este compósito caracteriza-se por uma elevada coesão e resistência, sendo por isso um elemento fundamental para o fabrico de betão (Coutinho, 1988).

O cimento é obtido pela cozedura, a temperaturas de 1450°C, de uma mistura proporcionada de calcário e argila. As diferentes reações químicas que ocorrem durante o processo de cozedura formam novos compostos de reduzidas dimensões designados por clínquer. O clínquer é fonte de silicato tricálcico ( $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$  ou  $\text{C}_3\text{S}$ ); silicato bicálcico ( $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$  ou  $\text{C}_2\text{S}$ ); aluminato tricálcico ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$  ou  $\text{C}_3\text{A}$ ) e aluminoferrato tetracálcico ( $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$  ou  $\text{C}_4\text{AF}$ ) que conferem resistência mecânica ao material. A adição de água ao clínquer produz uma reação exotérmica de cristalização de produtos hidratados que dão origem ao cimento Portland. As propriedades do cimento, nomeadamente o seu comportamento mecânico, dependem da sua composição química e da finura obtida na moagem.

No Quadro 2.1 apresentam-se as proporções dos constituintes essenciais do cimento Portland (Domone, 1974; Coutinho, 1988; Neville, 1995; Jackson, 1998).

Quadro 2.1 - Constituintes essenciais do cimento Portland

Designação	Fórmula química	Fórmula química sintetizada	Proporção
silicato tricálcico	$3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	$\text{C}_3\text{S}$	20 a 65%
silicato bicálcico	$2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	$\text{C}_2\text{S}$	10 a 55%
aluminato tricálcico	$3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{C}_3\text{A}$	0 a 15%
aluminoferrato tetracálcico	$4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{C}_4\text{AF}$	5 a 15%

A NP EN 197-1 define os cimentos que podem ser utilizados no betão (NP EN 197-1, 2001).

A moagem muito fina do clínquer juntamente com um regulador de presa (gesso) e outras adições (pozolanas, cinzas volantes, escórias de alto forno, etc.) permitem melhorar as suas propriedades, dando origem a diversas composições de cimento.

## **Agregados**

Os agregados são materiais granulados com determinadas propriedades que tornam possível a sua aplicabilidade no betão. São classificados em função da sua origem, densidade e dimensão dos fragmentos. Neste sentido quanto à sua origem, os agregados podem ser naturais ou britados; quanto à sua densidade classificam-se em agregados leves (massa volúmica  $< 2000\text{kg/m}^3$ ); agregados normais ( $2000 \leq \text{massa volúmica} \leq 3000\text{kg/m}^3$ ) e agregados muito densos (massa volúmica  $> 3000\text{kg/m}^3$ ). Quanto às dimensões classificam-se em areias (com dimensões máximas inferiores a 5mm) designando-se por areia rolada quando é natural e areia britada quando obtida por fratura artificial e em agregados grossos (com dimensões superiores a 5mm) designados godos quando são de origem natural e por britas quando são obtidos por fratura artificial. Os agregados podem ainda ser classificados atendendo ao tipo de rochas de onde são originários: sedimentares, metamórficos e ígneos (Coutinho, 1988).

O tipo de agregado também influencia a resistência mecânica do betão. Por isso é importante atender à forma dos grãos e à textura de superfície dos agregados. Se, por um lado, os agregados rolados e lisos conferem maior trabalhabilidade ao betão, por outro lado, os agregados britados aumentam a sua resistência à tração.

A resistência mecânica do betão é uma propriedade importante principalmente nos betões de elevado desempenho. Nos betões correntes a resistência do betão depende essencialmente da resistência da pasta de cimento, exceto quando os agregados são menos resistentes dependendo a sua resistência da resistência do agregado como no caso de betão com agregados leves (Coutinho, 1988; Sims e Brown, 1998). Deste modo, para o fabrico de betões correntes é importante estabelecer um limite inferior para a tensão de rotura da rocha que constitui o agregado, sendo este valor fixado em 50MPa (LNEC E467, 2006; NP EN 206-1, 2007).

Diferentemente, quando a pasta de cimento apresenta uma resistência elevada, obtida através de reduzidas razões A/C e utilização de adições ativas, a resistência do betão é condicionada pela resistência dos agregados. Assim, o fabrico de betão de elevado desempenho requer, para além de outros fatores, a utilização de agregados selecionados com resistências elevadas.

O betão de elevado desempenho caracteriza-se por uma elevada densidade da pasta de cimento, permitindo a transferência de tensões na interface da pasta de cimento/agregado, em que as propriedades mecânicas e elásticas dos agregados influenciam as propriedades do betão (Aïtcin et al, 1997). Assim, para o fabrico de betões de elevado desempenho deve-se elevar o limite inferior da tensão de rotura da rocha originária do agregado e verificar se a resistência deste é a suficiente para garantir a resistência pretendida.

As diretrizes a aplicar aos agregados para o fabrico do betão estão definidas nas normas NP EN 12620 e NP EN 13055-1 (NP EN 12620, 2004; NP EN 13055-1, 2005).

### **Água de amassadura**

A água de amassadura apresenta um papel importante tanto no betão fresco como no betão endurecido pois, enquanto no betão fresco desencadeia as reações de hidratação do cimento, permitindo uma adequada trabalhabilidade, no betão endurecido a água participa nas reações de hidratação do cimento, conferindo-lhe resistência.

No entanto, a adição excessiva de água no fabrico de betão cria uma rede de poros capilares que prejudicam a sua resistência e durabilidade. Por isso se tem vindo a optar pela adição de adjuvantes plastificantes com elevado desempenho, que permitem reduzir a relação A/C sem afetar a trabalhabilidade.

Deve ter-se ainda em conta a qualidade da água a utilizar no fabrico do betão. A água a utilizar não deve apresentar um pH inferior a quatro nem conter matérias prejudiciais (óleos, gorduras, hidratos de carbono e sais prejudiciais) que ponham em causa a qualidade da ligação pasta de cimento/agregados.

### **Adições e adjuvantes**

As adições são materiais inorgânicos finamente moídos que podem ser adicionados ao betão com a finalidade de melhorar certas propriedades ou para adquirir propriedades especiais. Estes materiais podem ser de origem natural (como o fíler calcário e as pozolanas naturais finamente moídas), ou ter origem em subprodutos industriais (como as cinzas volantes, as escórias de alto forno e a sílica de fumo).

No estudo da composição de um betão de elevado desempenho deve-se considerar a contribuição de adições minerais (ou materiais pozolânicos). Estas adições, cujas principais características são o seu grau de finura, a sua atividade pozolânica e a compatibilidade com os outros componentes da mistura, permitem reduzir a quantidade de água necessária ao aumento da trabalhabilidade, diminuir a libertação de calor de hidratação e aumentar a resistência e durabilidade do betão.

A sílica de fumo é uma das adições mais utilizadas nos betões de elevado desempenho. A sílica é um subproduto industrial obtido a partir da produção de silício metálico, ligas de ferro-silício ou outros produtos siliciosos. As principais características são a elevada percentagem de dióxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ) amorfo e a sua finura (ACI, 1987).

A utilização de sílica de fumo, em substituição de uma determinada quantidade de cimento, traduz-se num aumento considerável da resistência do betão: por um lado, atua como densificador da microestrutura do betão permitindo obter um betão com uma estrutura mais densa, menos porosa e com poros de menor dimensão, diminuindo a permeabilidade e, conseqüentemente, aumentando a resistência do betão e, por outro lado, atua como pozolana de alta atividade reagindo rapidamente com o hidróxido de cálcio ( $\text{CaOH}_2$ ) libertado durante a

hidratação do cimento para formar o silicato de cálcio hidratado (CSH), ou seja, a reação pozolânica converte os cristais ( $\text{CaOH}_2$ ) menos úteis no gel aglomerante (CSH).

A formação de uma quantidade suplementar de CSH nos poros capilares aumenta a compacidade da pasta do betão. Embora a porosidade total do sistema não seja muito alterada, ocorre uma acentuada alteração na distribuição e dimensão dos poros (poros mais finos). Na interface agregado/pasta, a sílica de fumo atua de modo similar à sua atuação na pasta de cimento. Para além da densificação na região da interface, a sílica de fumo transforma  $\text{CaOH}_2$  frágil no gel aglomerante (CSH) e, tal como na pasta, pode colocar os agregados em contacto direto com o CSH aumentando a aderência entre as duas fases o que, por sua vez, se traduz num aumento da resistência do betão. Assim, o principal efeito da introdução da sílica de fumo nos betões é a consolidação e aderência entre os agregados e a pasta de cimento (ACI, 1987; Sabir, 1995).

Os adjuvantes são produtos que são adicionados em pequenas quantidades à pasta de cimento (< 5%), antes ou durante a amassadura, de modo a melhorar as características normais do betão fresco ou endurecido. Embora todos os adjuvantes permitam melhorar as propriedades do betão, os mais pertinentes são os que melhoraram a trabalhabilidade. Para o efeito, como já referido atrás, deve-se limitar ao mínimo a quantidade de água utilizada no fabrico do betão, tendo os adjuvantes um papel relevante ao permitirem reduzir a água de amassadura sem prejudicar a trabalhabilidade. Estes adjuvantes são designados de redutores de água, classificando-se em dois grupos: os plastificantes e os superplastificantes.

Dado que as propriedades do betão dependem em grande parte da razão A/C, os superplastificantes permitem o fabrico de betões de alta resistência possibilitando a sua colocação e compactação onde anteriormente não era viável (ACI, 1993; Aïtcin et al, 1994; Ramezani pour e Malhotra, 1995; Chan et al, 1996).

### **Composição do betão**

A composição do betão deve ser efetuada de modo a permitir que o betão atinja a resistência, durabilidade e trabalhabilidade adequadas para cada situação em particular. O comportamento do betão, para além da composição granulométrica dos agregados, depende essencialmente do tipo e dosagem do ligante, da dosagem de água e dos adjuvantes.

A dosagem do ligante influencia essencialmente a trabalhabilidade, embora tenha também uma influência importante na resistência e durabilidade do betão. Sob este aspeto, importa salientar o papel das adições ativas que, ao preencherem os espaços vazios entre as partículas de cimento, conduzem a pastas mais compactas e menos permeáveis. Esta pasta aumenta a resistência do betão ao ataque químico uma vez que reduz a quantidade de hidróxido de cálcio originado durante a hidratação do cimento.

A razão A/C é o parâmetro que exerce maior influência nas propriedades do betão. Quanto maior for o seu valor mais porosa e permeável é a pasta de cimento, tornando o betão menos resistente e mais sensível à ação dos agentes agressivos que provocam a deterioração das estruturas. Para se obter betões de boa qualidade é sempre necessário limitar a razão A/C a valores baixos. A trabalhabilidade adequada pode ser obtida com a utilização de adjuvantes plastificantes (NP EN 206-1, 2007).

De igual modo, o uso de adjuvantes permite a utilização de menor quantidade de água diminuindo a porosidade do betão e, conseqüentemente, aumentar a trabalhabilidade e resistência.

### 2.1.2 Microestrutura do betão

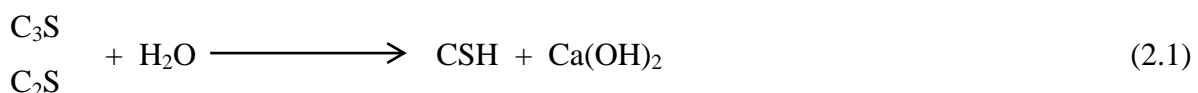
O betão endurecido é um material muito heterogêneo e poroso, composto pela pasta de cimento, pelos agregados e pela interface pasta de cimento/agregado a qual exerce grande influência sobre o comportamento mecânico do betão, dado ser uma zona mais enfraquecida quando comparada com os dois componentes principais do betão.

Seguidamente caracteriza-se a microestrutura da pasta de cimento e a estrutura da pasta/agregado (Feldman e Sereda, 1968; Diamond, 1986; Moranville-Regourd, 1992).

#### A pasta de cimento

A mistura da água com o cimento provoca reações químicas de hidratação que originam uma estrutura mecanicamente resistente designada pasta de cimento. As características do betão dependem da composição do próprio cimento, da relação A/C, da composição e propriedades dos aditivos (se utilizados) e do modo de cura.

Coutinho define a pasta de cimento como um sistema complexo formado por cerca de 50 a 70% de silicato de cálcio hidratado (CSH), 25 a 27% de hidróxido de cálcio ou Portlandita ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), cimento não hidratado e outros componentes ainda que em menores quantidades (Coutinho, 1988). A reação exotérmica de hidratação do cimento pode ser apresentada esquematicamente:



Da equação (2.1) conclui-se que a quantidade de CSH e  $\text{Ca(OH)}_2$  formados a partir de um determinado cimento dependem principalmente da relação A/C e do tempo de reação (Coutinho, 1988). O silicato de cálcio hidratado é um constituinte fundamental na melhoria da resistência mecânica dos cimentos utilizados na construção civil.

Dado que a Portlandita é um componente suscetível de reduzir a resistência à compressão do betão e conseqüentemente a sua durabilidade, a adição de sílica ativa permite eliminar parcialmente a Portlandita (transformando-a em CSH) e aumentar a densidade da matriz devido à reduzida dimensão dos seus grãos. Assim, a adição de sílica ativa aumenta a resistência e durabilidade do betão, pelo que o seu uso é essencialmente aconselhado na fabricação do betão de elevado desempenho (Hager, 2004).

### **Agregados**

Os agregados têm um papel importante no desenvolvimento das propriedades do betão endurecido, pois a capacidade dos agregados pode limitar a resistência do compósito (Özturan e Çeçen, 1997).

Ainda que os agregados constituam uma fase inerte, se interagirem com o cimento (reação entre os hidróxidos alcalinos do cimento Portland e alguns constituintes mineralógicos do agregado), formam um gel higroscópico expansivo, o qual reduz a resistência à compressão e tração do betão pondo em causa a sua durabilidade.

### **A ligação pasta de cimento/agregado**

Se a ligação pasta de cimento/agregado não for suficientemente resistente, uma densa matriz cimentícia por si só não garante a obtenção de um betão de elevado desempenho. A qualidade da interface pasta de cimento/agregado depende da natureza dos agregados. Piasta distingue dois tipos de agregados: os agregados de calcário de comportamento reativo e os agregados de quartzo de comportamento neutro. A interface entre a pasta de cimento/agregado calcário é mais resistente que a interface entre a pasta de cimento/agregado de quartzo porque, enquanto estes têm um comportamento neutro em relação à pasta de cimento, os calcários reagem quimicamente com a pasta de cimento aumentando as forças de ligação (Piasta, 1989).

Malier distingue os agregados britados dos agregados rolados, defendendo que as ligações entre a pasta de cimento e os agregados britados são mais fortes que as ligações entre a pasta de cimento e os agregados rolados, porque a sua forma irregular e a superfície áspera permitem maior aderência, reforçando a ligação entre o agregado e a pasta (Malier, 1992).

Diamond considera a interface entre a pasta de cimento endurecida e os agregados uma zona propícia à hidratação devido ao excesso de água que se acumula nesta região. O autor descreve a interface como uma zona constituída por três camadas: a primeira camada é essencialmente constituída por cristais de Portlandita orientados perpendicularmente aos agregados apresentando-se muito compacta; a segunda camada é composta de camadas de CSH e de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  e a terceira é constituída por grãos de grande tamanho, sendo por isso uma zona de grande porosidade e baixa coesão. Esta área é considerada a zona frágil uma vez que está sujeita a solicitações diversas (mecânicas e/ou térmicas) que propiciam o surgimento de fissuração (Diamond, 1986).

No betão de elevado desempenho deve-se melhorar a interface entre a pasta de cimento/agregados com a adição de sílica ativa de modo a reduzir a porosidade e a espessura. Ao permitir maior compactação do betão melhora o seu desempenho mecânico (Stark, 2002; Aïtcin, 2003). Mais uma vez, a qualidade da interface pasta de cimento/agregados depende da razão A/C: quando aumenta a relação A/C, esta zona torna-se mais espessa, mais porosa e, portanto, menos resistente.

### **A água**

A adição de água determina a maior parte das propriedades do betão, ao mesmo tempo que desencadeia as reações de hidratação do cimento garantindo uma boa trabalhabilidade ao betão fresco. À temperatura ambiente, o teor de água do betão e o movimento da água são responsáveis por várias formas de retração. A altas temperaturas, a dilatação térmica da água influencia negativamente o desempenho do betão devido aos gradientes de pressão associados à vaporização e transporte de grandes quantidades de água (Kalifa et al, 2000).

Por sua vez, sublinha Kalifa, que o excesso de água livre contribui para a rápida desagregação da pasta de cimento. O excesso de água acumulado na pasta de cimento Portland provoca variações significativas de pressão na rede porosa do betão, o que conduz ao aumento da fissuração decorrente da contração da pasta de cimento (Kalifa et al, 2000).

### **2.1.3 Classificação do betão**

O betão é um compósito de agregados acondicionados numa matriz de pasta de cimento. As propriedades mecânicas do betão derivam das características desses materiais, das suas proporções e das ligações físico-químicas e interfaciais.

Ainda que todo o betão seja constituído pelos mesmos elementos é possível classificá-lo atendendo à sua resistência. Embora não exista um nível objetivamente estabelecido que permita diferenciar o betão de resistência normal do betão de elevado desempenho, a literatura técnica mais citada apresenta o valor de 42MPa como sendo o valor da tensão de rotura à compressão a partir do qual o betão é classificado como de elevado desempenho.

No entanto, a definição de betão de elevado desempenho foi-se modificando ao longo dos anos. Se primeiramente se estipulou o valor de 41MPa como o limite inferior para que um betão seja classificado de elevado desempenho, posteriormente considerou-se betão de elevado desempenho apenas aquele que apresentar uma resistência à compressão de 55MPa ou superior.

A classificação de betão de elevado desempenho não é unânime dado que uma grande diversidade de elementos influencia a resistência do betão, tais como a seleção de materiais, a proporção da mistura do betão, a dosagem, o transporte, a colocação, a cura e os procedimentos de controlo de qualidade (ACI, 1992). A maioria dos países industrializados



---

considera que o betão é classificado de elevado desempenho quando a sua resistência à compressão se situa na faixa de 40 a 55MPa com idade de 28 dias ou mais.

O betão mais utilizado na maioria das estruturas é o de resistência baixa ou normal, situando-se a sua classe de resistência no intervalo de 21 a 42MPa. Para produzir um betão com mais de 42MPa, designado de elevado desempenho, é necessário um rigoroso controlo de qualidade e um cuidado especial na seleção e na dosagem dos materiais.

O cimento deve ser selecionado criteriosamente uma vez que o seu desempenho em termos de reologia e de resistência é fundamental para garantir o aumento da resistência à compressão do betão (Aitcin, 2000). Se se usar um agregado de qualidade facilmente se controla a qualidade da pasta de cimento, pois esta depende essencialmente das características físicas e químicas do cimento utilizado.

Na produção de um betão de elevado desempenho deve escolher-se um cimento que contenha baixo teor de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ), uma vez que grandes quantidades de  $C_3A$  conduzem a uma perda de trabalhabilidade no betão fresco devido à formação da etringite (sulfoaluminato de cálcio hidratado), além de aumentar o calor de hidratação inicial favorecendo a fissuração do betão. O cimento deve ser finamente moído e conter silicato tricálcico ( $C_3S$ ). No entanto, devemos ter em conta que um cimento com grandes quantidades de  $C_3S$  torna o betão mais suscetível ao ataque químico e, conseqüentemente, com menor resistência mecânica: grandes teores de  $C_3S$  geram maiores quantidades de hidróxido de cálcio ( $Ca(OH)_2$ ) também ele muito vulnerável a ataques químicos (Coutinho, 1988; Domone e Soutsos, 1994; Neville, 1995; Odler, 1998).

Na literatura existente não se encontram critérios científicos que especifiquem o cimento mais adequado para a fabricação do betão de elevado desempenho. No entanto, sabemos que é necessário o uso simultâneo de adições minerais (naturais ou industriais) conhecidas como materiais cimentícios suplementares. A introdução de adições no betão altera as suas propriedades, tanto ao nível da pasta de cimento como na interface pasta/agregado, atuando essencialmente na sua microestrutura. Fisicamente, as adições aumentam a coesão e compacidade do betão diminuindo a porosidade o que se traduz numa maior impermeabilidade do betão. Em termos químicos aumentam a capacidade de produção do silicato de cálcio hidratado (CSH) o que conduz ao aumento da coesão e compacidade do betão. As adições minerais atuam ainda no controlo da perda de abatimento (*slump*), que é uma das principais dificuldades sentidas na produção do betão de elevado desempenho.

As adições químicas (superplastificantes) também são amplamente usados na fabricação do betão, porque permitem aumentar a consistência do betão, uma vez que os retardadores controlam o tempo de presa e os introdutores de ar desenvolvem uma proteção contra o desgaste provocado pelos ciclos gelo-degelo.

O betão de elevado desempenho requer baixa relação A/C, pelo que a introdução dos superplastificantes, ao permitem reduzir a relação A/C, é indispensável na sua fabricação para lhe conferir trabalhabilidade. Esta redução é um requisito fundamental para aumentar a resistência mecânica, a durabilidade e a impermeabilidade do betão, dado que contribui para a diminuição da porosidade e diâmetro dos poros (Aïtcin, 1995).

## 2.2 Efeito da Temperatura nas Propriedades Físico-Químicas do Betão

O desenvolvimento tecnológico que caracteriza os nossos dias traduz-se na exigência da utilização de um betão cada vez mais resistente e durável com alta densidade e um baixo volume de vazios. A par desta exigência, deparamo-nos com o aumento da sensibilidade do betão face a condições térmicas extremas tais como o rápido processo de aquecimento que ocorre em situação de incêndio.

O betão quando exposto a altas temperaturas sofre várias transformações físico-químicas que modificam a sua microestrutura causando perdas significativas da sua capacidade resistente (Pimienta e Hager, 2002; Luccioni et al, 2003). Seguidamente apresentam-se as principais transformações que ocorrem nos componentes do betão (agregados e pasta de cimento) à medida que a temperatura aumenta.

### 2.2.1 Comportamento da pasta de cimento com a temperatura

Analisando a evolução do comportamento da pasta de cimento endurecida com o aumento da temperatura, constatamos que esta evolução está fortemente ligada à evaporação da água e ao processo de desidratação dos hidratos que formam a matriz cimentícia. A pasta de cimento Portland hidratada é formada essencialmente por silicato de cálcio hidratado, hidróxido de cálcio e sulfoaluminato de cálcio hidratado. Em estado natural a sua composição apresenta grande quantidade de água livre e água capilar, além de água adsorvida. Quando exposta ao fogo, a temperatura do betão não aumenta enquanto a água evaporável não tenha sido toda libertada, sendo necessárias temperaturas elevadas para a conversão da água em vapor.

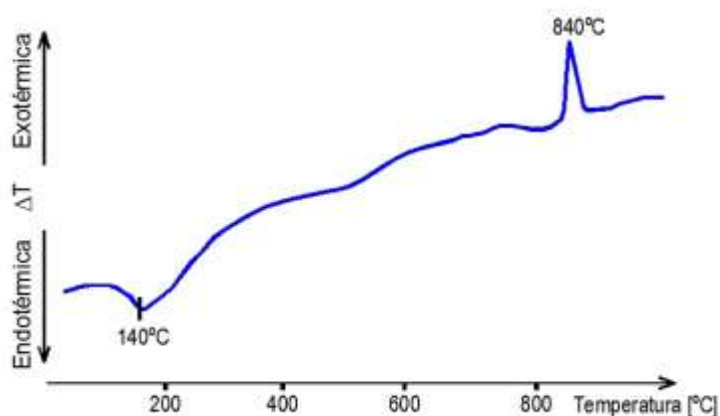


Figura 2.1. Análise térmica diferencial do gel CSH (Piasta e Piasta, 1994)

As transformações que acompanham o processo de desidratação, após a análise térmica diferencial de um gel CSH caracterizado pelo coeficiente  $\text{CaO/SiO}_2=1$ , são apresentadas na Figura 2.1. Observam-se dois momentos característicos, um de natureza endotérmico aos 140°C devido à saída de água e um de natureza exotérmico aos 840°C correspondente às alterações morfológicas da fase de gel de CSH (Piasta e Piasta, 1994).

Minami nos seus trabalhos verificou que até 80°C os produtos de hidratação do cimento Portland permanecem quimicamente estáveis. As alterações na pasta de cimento são essencialmente físicas como a porosidade e o aumento da fissuração. A evaporação da água livre e a decomposição da etringita na pasta de cimento aquecida acontecem antes que a temperatura atinja os 100°C. A expansão térmica da pasta de cimento aumenta linearmente com a temperatura até os 100°C, pois considera-se que toda a água livre foi evaporada (Minami et al, 1990).

Cánovas também constatou que a pasta de cimento começa a perder a estabilidade dos 100 aos 200°C, embora a desestruturação química efetiva da pasta de cimento se inicie aos 180°C. A partir dos 100°C começam a surgir fissuras na microestrutura, devido à contração da própria pasta provocada pela perda de água contida no sistema de poros (Cánovas, 1994). Trabalhos desenvolvidos por outros autores também permitiram verificar que aos 180°C observam-se os primeiros sinais da decomposição do gel CSH, sendo a desidratação relativamente rápida até aos 300°C (Castellotea et al, 2004; Ye et al, 2007).

Uma série de reações na pasta de cimento endurecida ocorrem entre os 400 e os 600°C, como a dessecação dos poros seguida de decomposição dos produtos de hidratação e destruição do gel CSH. A reação endotérmica da desidratação do hidróxido de cálcio conduz à formação de óxido de cálcio e água, sendo esta evaporada conforme a equação (2.2).



O segundo estágio da decomposição do hidrato é observado a partir de 700°C, com uma velocidade mais lenta. O calcário decompõe-se em torno dos 800°C, com produção de calor e libertação de dióxido de carbono (equação (2.3)).



Salienta-se o facto de o betão ser um material que pode fundir a partir de uma certa temperatura. A fusão da pasta de cimento depende essencialmente da composição química do cimento utilizado. A composição normal de cimento (60%  $\text{C}_3\text{S}$ , 20%  $\text{C}_2\text{S}$ ) leva a uma temperatura de fusão da pasta de cimento que se situa em torno dos 1200°C. A fusão dos agregados depende claramente da sua natureza. Por exemplo, as rochas basálticas fundem para temperaturas de 1060°C, as rochas graníticas a 1210°C e o quartzito para temperaturas de

1700°C (Bazant e Kaplan, 1996). Para temperaturas acima dos 1300°C certos componentes dos agregados sofrem fusão causando a destruição completa do material (Schneider, 1982; Diederichs et al, 1995).

Por outro lado, as ligações entre as camadas de gel são de natureza química e de coesão (vulgarmente designadas forças de Van der Waals) sendo, no entanto, as ligações químicas mais fortes que as forças de coesão. As forças coesivas representam cerca de 50% da resistência à compressão da pasta de cimento devido à grande área de superfície do gel de CSH. Durante a libertação da água do material, sob o efeito do aumento da temperatura, as propriedades mecânicas podem variar significativamente. O surgimento de microfissuras na zona de transição contribui para a redução da resistência à flexão e do módulo de elasticidade do betão endurecido (Khoury, 1992; Neville e Brooks, 1997).

### 2.2.2 Comportamento dos agregados com a temperatura

Os agregados ao serem submetidos a temperaturas elevadas sofrem expansões que, dependendo da taxa de aquecimento e tamanho do agregado, podem ser destrutivas para o betão influenciando significativamente as características do material.

Em primeiro lugar, constata-se que os diferentes agregados adicionados à mistura não apresentam o mesmo coeficiente de dilatação térmica, levando ao aparecimento de expansões internas com diferentes intensidades. Muitas vezes estas expansões aumentam devido a transformações estruturais ocorridas na estrutura interna de certos agregados, como é o caso dos siliciosos contendo quartzo (granito, arenito e gnaisse), que sofrem expansão súbita e, conseqüentemente causam a fissuração da matriz cimentícia, a temperaturas próximas dos 573°C. Este facto deve-se à transformação cristalina do quartzo da forma  $\alpha$  para  $\beta$ .

As rochas carbónicas são estáveis até aos 700°C, deixando de o ser quando o  $\text{CaCO}_3$  se começa a transformar em  $\text{CaO}$  e a libertar  $\text{CO}_2$ . Durante o arrefecimento, o  $\text{CaO}$  pode-se re-hidratar, apresentando uma expansão de 40%. Os agregados calcários e os leves apresentam um desempenho mais favorável, porque são menos afetados pela temperatura devido aos baixos coeficientes de dilatação térmica que possuem, às reações endotérmicas que se produzem com o aumento da temperatura e à criação de uma película superficial de  $\text{CO}_2$  que atua como isolante térmico (Cánovas, 1994).

A natureza dos agregados é um fator crucial na determinação do valor da condutividade térmica do betão endurecido: o basalto caracteriza-se por baixa condutividade, os calcários apresentam condutividade média e o quartzo tem condutividade mais elevada. A condutividade térmica é a propriedade térmica do betão que mede a capacidade do material conduzir o calor. Análoga à condutividade, a difusividade térmica no betão também é diretamente influenciada pelo tipo de agregado: basalto, granito, calcário e quartzito

---

conduzem, respetivamente, a betões com difusividade crescente. A difusividade mede a velocidade da variação da temperatura no interior da massa do betão.

Quando o betão é submetido a temperaturas elevadas ocorrem tensões térmicas na interface entre a pasta de cimento e o agregado de maior dimensão. Estas tensões térmicas são provocadas pela dilatação térmica diferencial entre a argamassa e o próprio agregado grosso. A intensidade das tensões térmicas é influenciada pela forma geométrica e combinação dos agregados. A forma como as microfissuras aparecem e se propagam é igualmente influenciada pela intensidade dessas tensões conduzindo ao enfraquecimento do betão.

Agregados siliciosos contendo grande quantidade de quartzo ( $\text{SiO}_2$ ), como o granito, o arenito e alguns xistos, apresentam uma expansão súbita de volume quando aquecidos a  $500^\circ\text{C}$  (Lin et al, 1996). Aos  $573^\circ\text{C}$  os cristais de quartzo- $\alpha$  transformam-se em quartzo- $\beta$ . Esta mudança de fase é seguida de uma expansão da ordem dos 0,85%. Outros agregados podem sofrer diferentes alterações internas a temperaturas elevadas, como as que ocorrem em calcários e dolomites, com a calcinação do carbonato de cálcio ou do carbonato de magnésio respetivamente.

Os agregados calcários (calcíticos e dolomíticos) são estáveis até aos  $850^\circ\text{C}$ , quando se inicia a decomposição do carbonato, formando os óxidos de cálcio e magnésio. Os agregados calcários apresentam expansões similares às dos siliciosos somente a partir dos  $700^\circ\text{C}$  devido às reações de descarbonatação. Possuem a vantagem de apresentarem menor diferença nos coeficientes de dilatação térmica entre a matriz e o agregado, minimizando assim os efeitos destrutivos da dilatação térmica diferencial. A calcinação dos agregados calcários é endotérmica pois o calor é absorvido, dificultando o aumento da temperatura. O material calcinado apresenta menor massa específica, funcionando como uma forma de isolamento da superfície, sendo favorável em peças robustas. No entanto, a calcinação também causa expansão e fragmentação dos agregados e libertação do gás carbónico devido à energia calorífica usada nesta reação endotérmica (Lin et al, 1996).

Quando se examina as propriedades do granito a altas temperaturas verifica-se que os grãos mais grossos do granito sofrem maiores danos, fendilhando à volta dos grãos minerais individuais devido à incompatibilidade térmica dentro do próprio agregado. Várias alterações ocorrem durante a inversão do quartzo, formando-se grandes quantidades de gás, principalmente hidrogénio, para temperaturas entre os  $750$  e  $900^\circ\text{C}$ . Considera-se que a libertação deste gás contribui para a rotura do agregado e do betão. Se os agregados contiverem dissulfeto de ferro ( $\text{FeS}_2$ ) a oxidação por volta dos  $150^\circ\text{C}$  causa desintegração do agregado e, conseqüentemente, a rotura do betão.

A pasta de cimento Portland expande-se até temperaturas próximas dos  $150$  a  $200^\circ\text{C}$ , mas ao atingir este nível de temperatura retrai-se rapidamente devido à perda de água. Os agregados

do betão apresentam um comportamento diferente dado que continuam a expandir-se com o aumento da temperatura. Por conseguinte, quanto mais alto for o coeficiente de expansão térmica dos agregados pior será o desempenho do betão a temperaturas elevadas, em virtude dos grandes esforços térmicos internos induzidos, os quais agravam a fendilhação resultante da retração da pasta de cimento.

O tipo de agregado usado na composição do betão tem um efeito determinante no comportamento deste material a altas temperaturas. Betões constituídos com agregados termicamente compatíveis com a pasta de cimento, por exemplo, os calcários, têm melhor desempenho do que os produzidos com agregados termicamente instáveis ou agregados que apresentem fases de mudança e aumento de volume como, por exemplo, os materiais siliciosos (Schneider, 1982).

O tipo de agregado influencia ainda a difusividade térmica do betão e também a profundidade de penetração de calor. Sob este ponto de vista, os betões com agregados leves têm a vantagem de, diferentemente dos betões de agregados normais, isolarem o interior da peça de betão quando a temperatura aumenta.

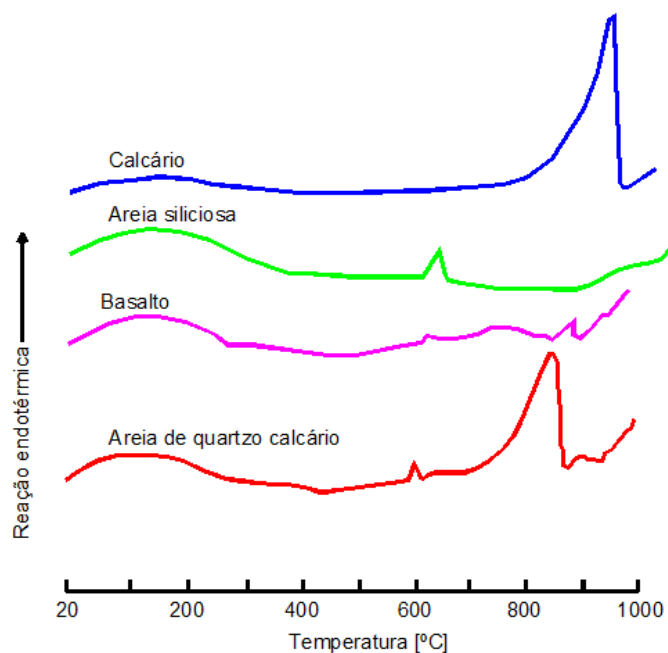


Figura 2.2. Análise térmica diferencial de diferentes agregados (Khoury, 1992)

A Figura 2.2 mostra a análise térmica diferencial de quatro tipos de agregados utilizados geralmente para o fabrico de betão (Khoury, 1992). Pode-se observar que estes agregados são relativamente estáveis até 500°C. Para a areia siliciosa e areia de calcário contendo quartzo ( $\text{SiO}_2$ ), podemos observar uma reação endotérmica em torno dos 600°C em virtude da transformação de quartzo- $\alpha$  em quartzo- $\beta$  que ocorre aos 573°C. Esta transformação é

acompanhada pelo aumento de volume de cerca de 5%. Para os dois agregados contendo calcário observa-se um pico endotérmico importante. Similarmente à pasta de cimento ocorre a decomposição do carbonato de cálcio com a libertação de grandes quantidades de CO<sub>2</sub>.

No Quadro 2.2 apresentam-se as transformações físico-químicas que ocorrem no betão, ou mais precisamente na pasta de cimento endurecida e agregados versus temperatura (os níveis de temperatura considerados pretendem simular as temperaturas que o betão atinge durante um incêndio).

Quadro 2.2 – Resumo das principais transformações dos componentes do betão desde a temperatura ambiente até à temperatura de colapso do material betão (Hager, 2004)

20°C	Início da libertação da água	<i>Spalling</i>	Reações higrótérmicas
100°C	Saída da água livre Desidratação da etringita (80-150°C) Decomposição do gesso CaSO <sub>4</sub> ·2H <sub>2</sub> O (150-170°C) Início da desidratação do CSH		
200°C	Aparecimento de pressões internas Picos endotérmicos indicando os efeitos da decomposição e oxidação de elementos metálicos		
300°C	Instabilidade térmica dos agregados silico-calcários Temperatura crítica da água (374°C)		
400°C	Decomposição da portlandite Ca(OH) <sub>2</sub> → CaO + H <sub>2</sub> O	Fissuração	
500°C	Transformação do quartzo da forma α para β (573°C)		
600°C	Segunda fase da decomposição do gel CSH		
700°C	Decomposição do carbonato de cálcio CaCO <sub>3</sub> → CaO + CO <sub>2</sub> Reação fortemente endotérmica com libertação de dióxido de carbono		
1200°C	Início da fusão		
1300°C	Destruição completa do betão surgindo a fase líquida		

### 2.3 Dilatação Térmica

A deformação total do betão submetido ao aquecimento deve-se essencialmente à expansão térmica dos componentes do betão, à retração originada pela secagem da pasta de cimento, às alterações químicas ocorridas no interior do betão, à fissuração e à deterioração física dos vários constituintes do betão.

Nos agregados, constituintes predominantes do betão, a expansão térmica ocorre até aos 600°C apresentando-se como o parâmetro dominante na deformação total do betão. Ao contrário dos agregados, a pasta de cimento endurecida expande somente aos 150°C, sofrendo de seguida uma retração importante.

A determinação da dilatação térmica do betão resulta assim da dilatação térmica da pasta de cimento e da dilatação térmica dos agregados. Analisa-se seguidamente a deformação dos componentes do betão: pasta de cimento e agregados.

### **2.3.1 Dilatação térmica da pasta de cimento**

A pasta de cimento endurecida expande somente para níveis de temperatura de 150°C. Para temperaturas superiores a esta, a pasta de cimento sofre uma retração elevada devido à redução da tensão capilar da água absorvida pela pasta de cimento durante o aquecimento (Jumpannen,1989; Khoury,1995).

Cruz e Gillen referem que existe uma relação entre a temperatura e a taxa de aquecimento para se observar a mudança de sinal do coeficiente de dilatação térmica. Assim, para taxas de aquecimento inferiores a 10°C/min, a referida temperatura situa-se no intervalo de 150-200°C. Ao aumentar a taxa de aquecimento, a temperatura de alteração de sinal do coeficiente de dilatação térmica também aumenta. Por exemplo, para a pasta de cimento aquecida a 35°C/min a referida alteração dá-se aos 300°C (Cruz e Gillen, 1981).

### **2.3.2 Dilatação térmica dos agregados**

Dado que a dilatação térmica do betão está diretamente relacionada com a expansão dos agregados é possível reduzir a deformação do betão sujeito a altas temperaturas, alterando a natureza dos agregados.

A expansão térmica dos agregados depende, principalmente, do seu conteúdo de sílica. Rochas com alto teor de sílica, tais como arenito ou quartzito, sofrem uma grande expansão térmica (mais uma vez, a transformação de quartzo  $\alpha$  em quartzo- $\beta$ ) aos 573°C acompanhada de dilatação do agregado. As rochas que contêm pouca quantidade de sílica ou nenhuma, como o calcário, têm menor expansão térmica (Bazant e Kaplan, 1996).

Consultando o Quadro 2.3 obtêm-se os valores do coeficiente de expansão térmica das rochas comumente utilizadas como agregados para betão. Verifica-se que o coeficiente de expansão térmica é menor para agregados de calcário do que para os agregados de natureza siliciosa.



Quadro 2.3 – Efeito da temperatura no coeficiente de dilatação térmica de alguns agregados  
(Bazant e Kaplan, 1996)

Temperatura (°C)	Coeficiente de dilatação térmica [ $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ]		
	Grés	Calcário	Granito
20-100°C	10,0	3,0	4,0
100-300°C	15,0	9,0	13,5
300-500°C	21,5	17,0	26,0
500-700°C	25,0	33,0	47,5

### 2.3.3 Dilatação térmica do betão

O coeficiente de dilatação térmica do betão depende principalmente da expansão térmica dos agregados utilizados. Vários estudos efetuados sobre esta temática comprovaram que o betão constituído por agregados ricos em sílica apresenta uma maior expansão térmica do que o betão constituído por agregados com pouca ou nenhuma sílica (como o calcário) (Bazant e Kaplan, 1996; Hager, 2004).

Estudos experimentais conduzidos por Piasta mostram igualmente que as deformações térmicas do betão não são linearmente dependentes da temperatura, mas dependem essencialmente da natureza dos agregados. Afirma nos seus trabalhos que a pasta de cimento retrai para temperaturas acima dos 150°C e que para temperaturas acima dos 600-800°C surge uma redução ou mesmo cessação da expansão térmica do betão (Piasta, 1989).

Outros trabalhos experimentais realizados para estudar as deformações térmicas do betão submetido a uma taxa de aquecimento de 2°C/min permitiram verificar que, para temperaturas abaixo dos 400°C, o coeficiente de expansão térmica para betões de alta resistência situa-se no valor de  $0,8 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ . Este valor é inferior ao obtido para o betão normal que apresenta um coeficiente de dilatação térmica na ordem dos  $1,1 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ . Esta diferença de valor deve-se à natureza do agregado, pois o coeficiente de expansão térmica é menor no agregado calcário do que no de natureza siliciosa mais utilizado no betão normal. Para temperaturas acima de 570°C, assiste-se a um aumento célere do coeficiente de expansão térmica justificado pela transformação de quartzo  $\alpha$  em quartzo  $\beta$  (Diederichs e Jumpannen, 1992; Khoury et al, 1985).

Noumowé efetuou ensaios experimentais para medir a expansão térmica de várias amostras de betão constituído por agregados de natureza calcária, durante o aquecimento (Noumowé, 1995). Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Coeficientes de dilatação térmica obtidos experimentalmente (Noumowé, 1995)

Temperatura (°C)	Betão corrente ( $\times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ )	Betão de elevado desempenho ( $\times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ )
20-50°C	1,10	1,41
50-90°C	1,20	1,46
90-200°C	1,30	1,66
200-275°C	1,50	1,70

A análise dos valores apresentados no Quadro 2.4 permite concluir que os coeficientes de expansão térmica se situam numa mesma ordem de grandeza. Tal facto deve-se à constituição dos betões estudados, dado que ambos foram produzidos com agregados calcários. Este autor corrobora a teoria de que a expansão térmica do betão está intimamente relacionada com a expansão térmica dos agregados.

No estudo da dilatação térmica do betão é importante analisar também a deformação térmica transiente que descreve o comportamento do material betão quando submetido simultaneamente a uma carga mecânica e a uma carga térmica transiente.

Diederichs e Jumpannen desenvolveram protocolos experimentais no sentido de determinar a deformação térmica transiente. Para o efeito submeteram provetes de betão simultaneamente a uma solicitação mecânica e térmica. O nível máximo de temperatura atingido foi de 800°C com uma taxa de aquecimento de 2°C/min. O nível de carregamento situou-se entre 0% e 60% da carga de rotura determinada para a temperatura ambiente. Na Figura 2.3 observam-se os valores obtidos da deformação total em função da temperatura (Diederichs e Jumpannen, 1992).

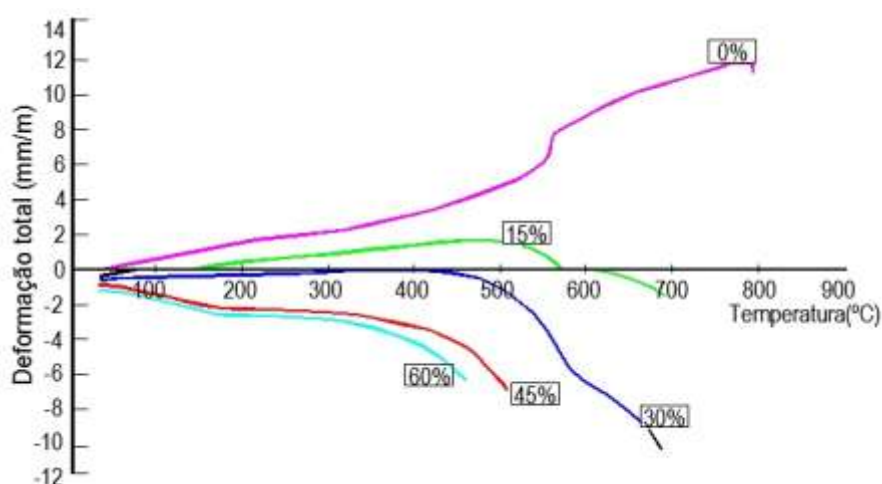


Figura 2.3. Curvas de deformação do betão em função do nível de carga (Diederichs e Jumpannen, 1992)

A leitura da Figura 2.3 permite verificar que os provetes não sujeitos a nível de carga sofrem uma expansão provocada pelo aumento da temperatura. Neste sentido, a expansão do betão diminui à medida que se vai submetendo os provetes a níveis maiores de carregamento. As curvas mostram que a dilatação térmica é compensada pela deformação devido às solicitações mecânicas.

## 2.4 Porosidade e Densidade Aparente

A porosidade do betão (relação entre o volume de poros e o volume total do material) e respetiva densidade aparente (relação entre o peso do material e o volume total incluindo os espaços vazios) permitem estudar a microestrutura do betão. Na determinação destas propriedades pode-se utilizar a técnica experimental da porosidade à água ou a técnica experimental da porosidade através da intrusão de mercúrio. A técnica da porosidade à água baseia-se na determinação da porosidade total de acesso à água na amostra testada. Os diâmetros de poros acessíveis por este método são determinantes para a caracterização da porosidade capilar do material. A porosidade por intrusão de mercúrio permite estimar a porosidade total do material e a sua distribuição porosimétrica (Alonso et al, 2003).

Tsimbrovska desenvolveu estudos experimentais para determinar a porosidade total à água de betões correntes e betões de elevado desempenho. Verificou que, independentemente do tipo de betão utilizado, a porosidade aumenta ligeiramente entre a temperatura ambiente e temperaturas dos 400°C, como se verifica na Figura 2.4. Esta variação deve-se a alterações químicas que acompanham a libertação da água (água evaporável e água obtida da desidratação dos hidratos). A partir dos 300°C, o aumento da porosidade é mais acentuado devido ao aparecimento de microfissuras na matriz. Estas microfissuras podem ser originadas pela desidratação da pasta de cimento, pela incompatibilidade de deformação pasta/agregado e pelas restrições termomecânicas relacionadas com os gradientes térmicos (Tsimbrovska, 1998).

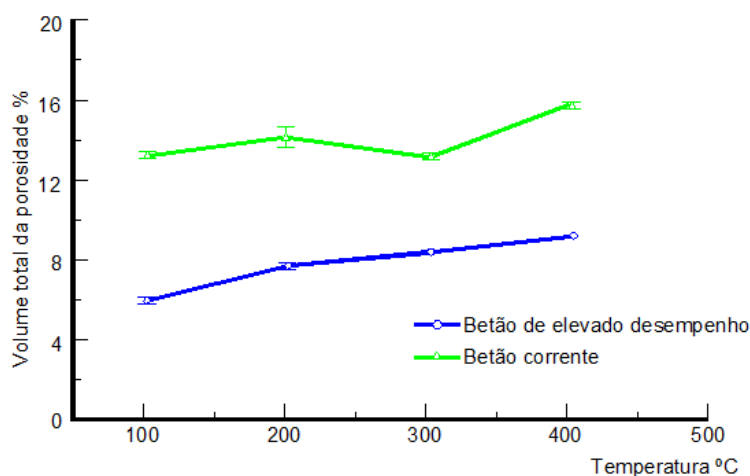


Figura 2.4. Porosidade total do betão corrente e do betão de elevado desempenho (Tsimbrovska, 1998)

Estudos desenvolvidos por Fischer, Sawicz e Owsiak mostram que a libertação de água, provocada por alterações químicas resultantes do aumento da temperatura, conduz a uma ligeira diminuição da densidade aparente do betão. Esta situação pode-se alterar se ocorrer o surgimento de microfissuras (Fischer, 1970; Sawicz e Owsiak, 1981).

Qualquer que seja a classe de resistência do betão, à medida que a temperatura aumenta observa-se uma mudança na relação da distribuição porosimétrica/diâmetros. Tal facto deve-se à perda de água do material, a danos na matriz provocados pela sua desidratação, a danos na matriz devido a gradientes térmicos ou a danos na matriz provocados pela incompatibilidade de expansão térmica entre pasta/agregados. Até 450°C, a distribuição porosimétrica da pasta de cimento evolui pouco. A partir dos 450°C, o sistema de poros altera-se ligeiramente aumentando o seu diâmetro. No entanto, o sistema poroso ligado à interface pasta/agregado passa por mudanças significativas desde os 150°C. Assim, a alteração do sistema de poros do betão para poros maiores relaciona-se com a incompatibilidade de deformação entre a pasta de cimento e o agregado (Alonso et al, 2003).

A densidade aparente do betão foi também estudada por Kalifa e Tsimbrovska. Os seus trabalhos permitiram também concluir, como se pode observar na Figura 2.5, que a densidade aparente do betão diminui ligeiramente com o aumento da temperatura (Kalifa e Tsimbrovska, 1998).

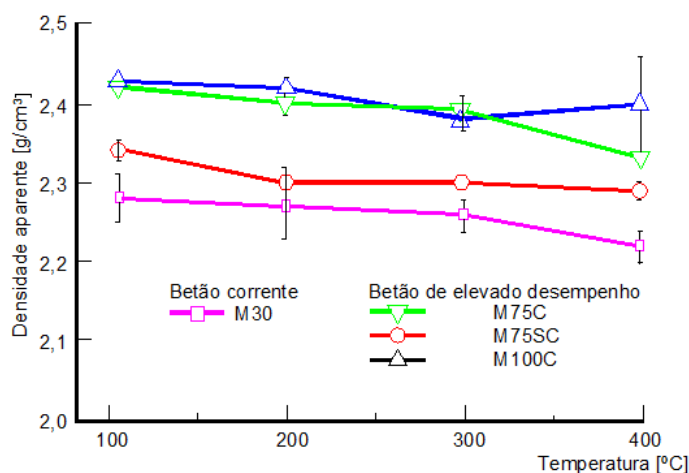


Figura 2.5. Evolução da densidade aparente com a temperatura (Kalifa e Tsimbrovska, 1998)

## 2.5 Permeabilidade

O betão é um material poroso com permeabilidade relativamente baixa quando comparado com outros materiais de construção. Os valores da permeabilidade situam-se entre  $1,10^{-15} \text{m}^2$  e  $1,10^{-17} \text{m}^2$  para o betão corrente e para o betão de elevado desempenho respetivamente.

Estudos realizados mostram que a permeabilidade do betão aumenta com o aumento da temperatura, nomeadamente para temperaturas acima dos 100°C. Este aumento é justificado essencialmente pela evaporação da água capilar, pelo aumento da rede porosométrica, pela microfissuração da matriz e pela incompatibilidade de deformação entre a pasta de cimento e os agregados (Lion et al, 2005; Choinska et al, 2007).

Na Figura 2.6 apresenta-se graficamente a evolução da permeabilidade de diferentes tipos de betão após a aplicação de ciclos térmicos de aquecimento/arrefecimento. Constata-se que a permeabilidade aumenta à medida que a temperatura aumenta, independentemente do tipo de betão (Kanema et al, 2007).

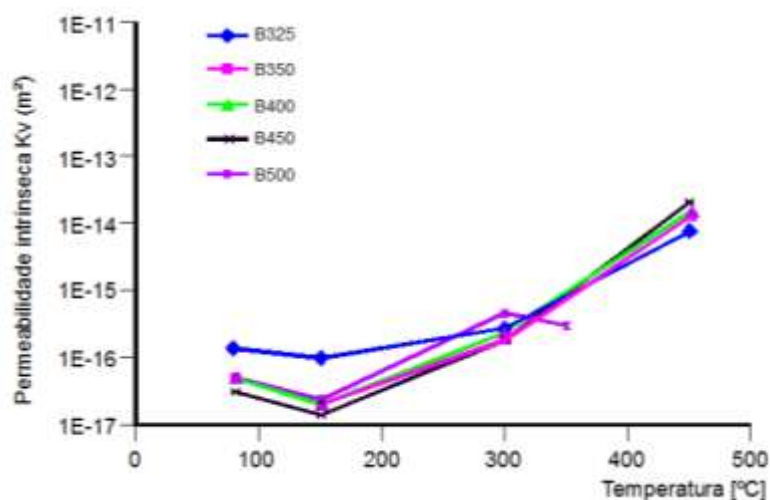


Figura 2.6. Evolução da permeabilidade em função da temperatura após ciclo aquecimento/arrefecimento (Kanema et al, 2007)

Tsimbrovska et al efetuaram medição de porosimetria para estudar o efeito da temperatura na permeabilidade do betão. Os autores observaram que entre os 80 e os 300°C apenas se verificava um aumento do tamanho dos poros, enquanto dos 300 aos 400°C a permeabilidade era controlada pelas fissuras que se desenvolviam na interface pasta de cimento/agregados e entre os próprios agregados (Tsimbrovska et al, 1997).

A Figura 2.7 mostra, para diferentes tipos de betão, a evolução da permeabilidade residual em função da temperatura. Verifica-se que a permeabilidade intrínseca do betão de elevado desempenho é menor do que a do betão corrente para a temperatura dos 100°C. No entanto, a permeabilidade do betão de elevado desempenho aumenta rapidamente com a temperatura atingindo os mesmos valores que o betão corrente aos 400°C.

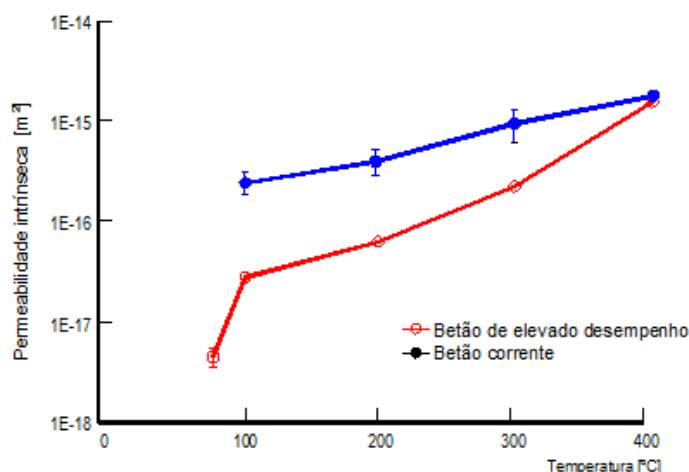


Figura 2.7. Permeabilidade intrínseca residual em função da temperatura (Pimienta, 2005)

Os trabalhos de Dal Pont apresentam uma relação entre as variáveis temperatura/danos/permeabilidade. Assim, a permeabilidade intrínseca do betão, para um determinado nível de temperatura, é função da permeabilidade inicial do material, do tipo e dos danos totais do betão (danos de origem mecânica e danos de origem termoquímica) (Dal Pont, 2004).

Estudos conduzidos por Choinska et al também demonstram a existência de uma relação entre a permeabilidade, os danos e a temperatura. Assim, os autores constataram que temperaturas elevadas provocam danos na pasta de cimento devido à desidratação; desenvolvem microfissuras provocadas pela incompatibilidade de deformação entre a pasta de cimento/agregados e provocam ainda danos termomecânicos devido às grandes variações térmicas - tal como acontece em situação de incêndio (Choinska et al, 2007).

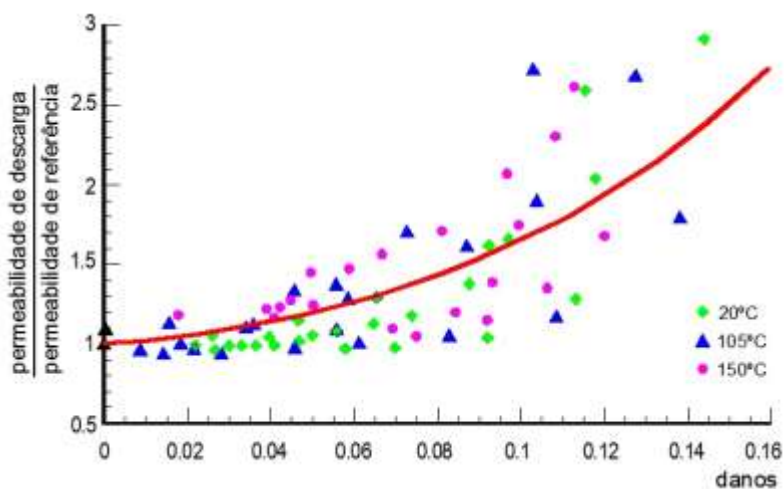


Figura 2.8. Evolução da permeabilidade intrínseca em função dos danos e da temperatura (Choinska et al, 2007)

A Figura 2.8 apresenta os resultados experimentais desses estudos, verificando-se que temperaturas elevadas provocam danos significativos e aumentam a permeabilidade do betão ao facilitar a circulação de fluidos (Choinska et al, 2007).

Picandet et al nos seus estudos constataram igualmente a existência de uma relação entre os danos ocorridos no betão e a sua permeabilidade, mesmo à temperatura ambiente. Concluíram que a permeabilidade do material betão pode aumentar bruscamente com o aumento dos danos (Picandet et al, 2008).

## 2.6 Perda de Massa

Durante o aquecimento do betão dá-se a evaporação da água e a desidratação progressiva do gel CSH, conduzindo a variações significativas de massa. Na Figura 2.9 observa-se graficamente a perda de massa do betão durante o processo de aquecimento (Kalifa e Tsimbrovska, 1998). A análise da figura permite verificar que a perda de massa é significativa até temperaturas próximas dos 200°C.

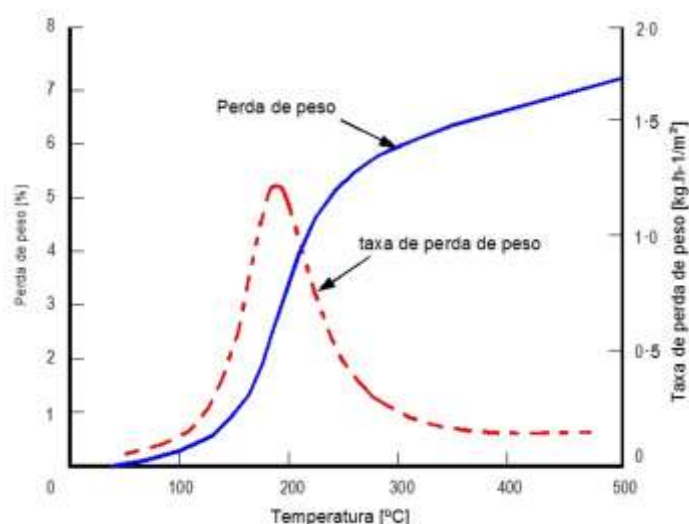


Figura 2.9. Perda de massa em função da temperatura (Kalifa e Tsimbrovska, 1998)

Vários autores desenvolveram programas experimentais utilizando técnicas de análise termogravimétrica em betões com diferentes tipos de agregados. Khoury et al compilaram os resultados obtidos pelos diversos autores, os quais são apresentados na Figura 2.10. Verifica-se uma perda de massa em função da temperatura. No entanto são apresentadas justificações diferentes consoante o nível de temperatura testado. Assim, entre os 20 e os 200°C a perda de massa deve-se à evaporação da água livre, entre os 200 e os 500°C deve-se à perda de água quimicamente ligada e acima dos 500°C deve-se às degradações químicas dos diferentes tipos agregados (Khoury et al, 1985).

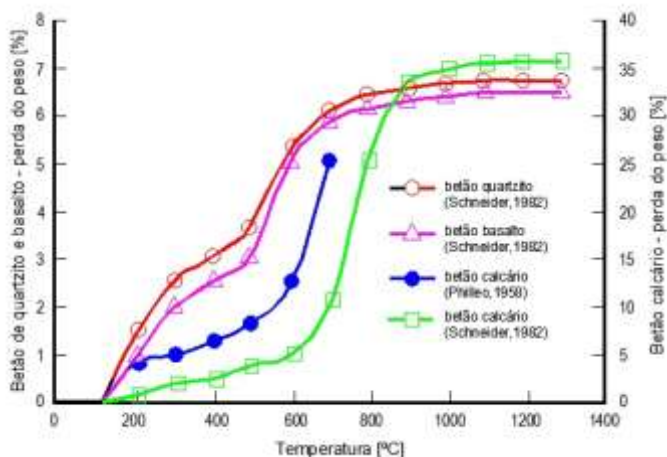


Figura 2.10. Perda de massa de diferentes tipos de betão em função da temperatura (Khoury et al, 1985)

### 2.7 Massa Volúmica

A massa volúmica do betão é, segundo Bazant e Kaplan, cerca de  $2300 \text{ kgm}^{-3}$  à temperatura ambiente. No entanto, à medida que a temperatura aumenta – como se pode observar na Figura 2.11 - verificam-se alterações na massa volúmica do betão (Bazant e Kaplan, 1996).

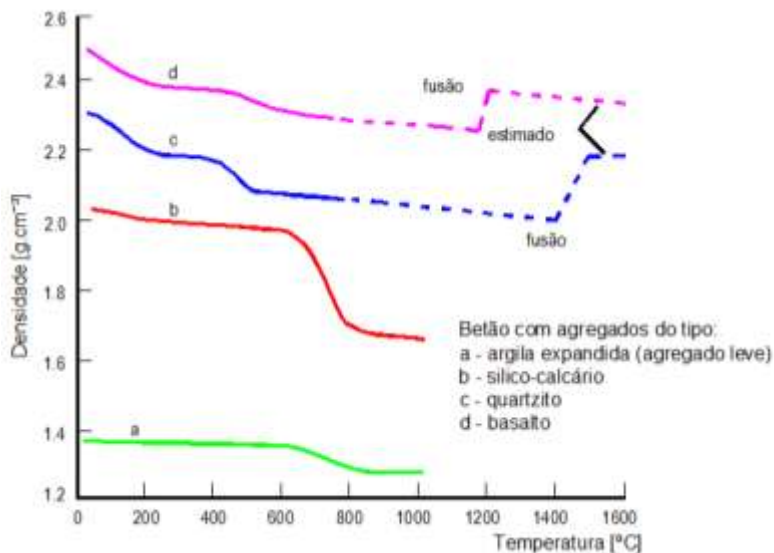


Figura 2.11. Massa volúmica de diferentes tipos de betão em função da temperatura (Bazant e Kaplan, 1996)

A Figura 2.11 apresenta a relação entre a massa volúmica e a temperatura. Assim verifica-se, para qualquer constituição do betão, uma ligeira diminuição da massa volúmica até valores de temperatura próximo dos  $400^{\circ}\text{C}$  devido à expansão térmica do material e à evaporação da água. No entanto, a diminuição da massa volúmica do betão varia em função do tipo de agregado. Os agregados que contêm quartzo sofrem a expansão térmica aos  $573^{\circ}\text{C}$  enquanto



os agregados calcários sofrem a expansão térmica a partir dos 600°C. A referida expansão térmica provoca uma diminuição da massa volúmica do betão (Bazant e Kaplan, 1996).

## 2.8 Propriedades Térmicas

O estudo das propriedades térmicas do betão é complexo porque o betão é um material composto por diversos elementos com diferentes propriedades térmicas e, por outro lado, as suas propriedades dependem das variáveis humidade e porosidade.

Dado que na microestrutura do betão ocorrem diversos fenómenos, a determinação das propriedades térmicas é difícil, não sendo possível descrever rigorosamente a dependência destas propriedades com a temperatura. Esses fenómenos são a evolução da porosidade, o teor de humidade, o tipo e a quantidade de agregado, as alterações na composição química e o calor latente gerado pelos fenómenos químicos (Harmathy, 1970).

O betão de elevado desempenho é caracterizado por uma capacidade resistente à compressão superior à do betão corrente devido à sua baixa porosidade. É possível reduzir a porosidade no betão através da diminuição da relação A/C, recorrendo ao uso de adjuvantes do tipo superplastificantes e a materiais ultrafinos (adições) como, por exemplo, a sílica de fumo, que preenchem os vazios entre os grãos de cimento. No entanto, alguns estudos experimentais com betão de elevado desempenho mostraram que a baixa porosidade pode causar problemas no betão quando submetido a altas temperaturas, nomeadamente a redução das características de difusão e transferência de calor favorecendo o desenvolvimento de pressões elevadas e a ocorrência do *spalling*.

Para o estudo do comportamento do betão corrente e de elevado desempenho em função da temperatura é necessário conhecer a evolução das suas propriedades térmicas. Trabalhos já desenvolvidos neste âmbito mostram que as propriedades térmicas do betão (calor específico, difusividade, condutividade térmica e coeficiente de expansão térmica) apresentam valores que seguem a mesma linha de tendência quer para o betão corrente quer para o betão de elevado desempenho (Farny e Panarese, 1994).

### 2.8.1 Calor específico

O calor específico de um material é definido por Harmathy como a energia absorvida ou libertada pelo material em virtude de ter ocorrido um aumento da temperatura, ou uma mudança de fase acompanhada de uma reação endotérmica ou de uma reação exotérmica (Harmathy, 1970).

O autor propõe a equação (2.4) para o cálculo do calor específico aparente de um material à pressão constante (J/kg K).

$$C_p = \left( \frac{\partial h}{\partial T} \right)_p = \bar{C}_p + \Delta H_p \frac{\partial \xi}{\partial T} \quad (2.4)$$

Em que  $h$  (J/kg) representa a quantidade de calor específico do material,  $p$  indica pressão constante,  $T$  representa a temperatura,  $\bar{C}_p$  traduz o calor específico do material,  $\Delta H_p$  representa o produto do calor associado às transformações físico-químicas e do calor inerente à respetiva reação. O efeito da temperatura provoca reações físico-químicas no material, pelo que o calor específico deve ser determinado em função da evolução da respetiva reação química,  $\xi$ , cujo valor oscila entre 0 e 1, independentemente do valor de temperatura considerado. Assim, o calor específico é o resultado da soma do calor inerente ao próprio material e o resultante das transformações físico-químicas ocorridas no seu interior sob o efeito da temperatura. (Harmathy, 1970; Harmathy e Allen, 1973).

Se estivermos perante um material heterogéneo a determinação do calor específico pode ser feita pela equação (2.5) apresentada por Flynn.

$$C_p = \sum_i f_i C_i \quad (2.5)$$

Em que  $C_p$  representa o calor específico do material heterogéneo,  $i$  o número de fases do material,  $C_i$  o calor específico do material  $i$  e  $f_i$  a fração volúmica da fase  $i$  (Flynn, 1999).

Bazant e Kaplan consideram que o calor específico do betão depende principalmente do calor específico dos agregados, os quais ocupam grande parte da massa volúmica, ainda que o calor inerente às diferentes transformações físico-químicas que ocorrem na pasta de cimento e nos agregados influenciem a variação do calor específico do betão com a temperatura.

Os autores desenvolveram um plano experimental para determinar o calor específico dos agregados, da pasta de cimento e do material betão. Verificaram que o calor específico dos agregados varia entre 0,5 e 0,9 kJkg<sup>-1</sup>k<sup>-1</sup> e o calor específico da pasta endurecida de cimento varia 0,7 a 1,7 kJkg<sup>-1</sup>k<sup>-1</sup> à temperatura ambiente.

Deste modo, como se verifica na Figura 2.12, o calor específico do betão aumenta com a temperatura. Os autores consideram que este aumento é devido às transformações do agregado (alteração da estrutura de  $\alpha$  para  $\beta$ ), à evaporação da água e à desidratação do CSH e Portlandita (Bazant e Kaplan, 1996).

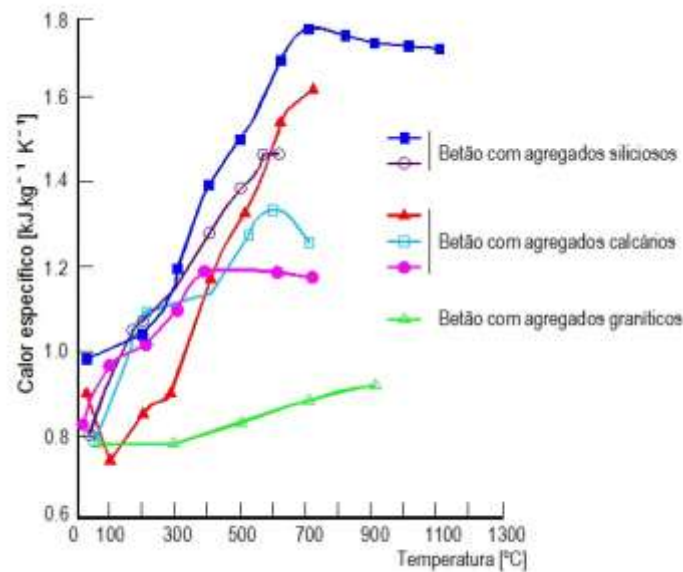


Figura 2.12. O calor específico de diferentes tipos de betão em função da temperatura (Bazant e Kaplan, 1996)

Estudos realizados para avaliar o calor específico no betão mostraram que o betão submetido a uma molhagem prévia e seguidamente submetido a um aquecimento moderado apresentava um rápido, ainda que temporário, aumento da capacidade de calor devido à dissipação da água livre. Aos  $150^{\circ}\text{C}$  a capacidade de calor era a mesma para o betão húmido ou seco, aumentando linearmente com a temperatura (Ohgishi et al, 1972; Blundell et al, 1976). Um trabalho de investigação conduzido por Franssen mostrou igualmente que o betão húmido apresenta uma capacidade calorífica duas vezes mais elevada do que a do betão seco (Franssen, 1987).

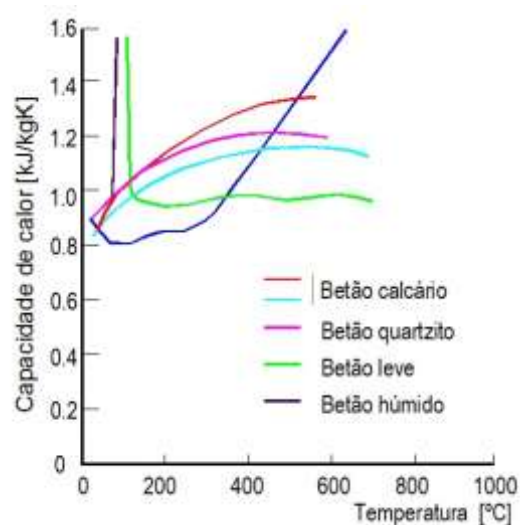


Figura 2.13. A capacidade de calor de diferentes tipos de betão em função da temperatura (Schneider, 1988)

Numa mesma linha de investigação, Schneider concluiu que o grau de saturação do betão influencia a capacidade de calor para temperaturas inferiores a 200°C, apresentando o tipo de agregado pouca influência até temperaturas de 800°C. O betão húmido apresenta o dobro da capacidade de calor aparente do betão seco. Tal facto pode ser confirmado pela observação da Figura 2.13 (Schneider, 1988).

### 2.8.2 Condutividade térmica

A condutividade térmica é uma propriedade térmica específica do material que quantifica a capacidade de condução de calor do betão, dependendo principalmente da condutividade térmica do agregado (Bazant e Kaplan, 1996). Também Flynn considera que a condutividade térmica do betão depende da condutividade térmica de cada elemento constituinte de acordo com as leis da mistura, as quais avaliam a distribuição espacial dos componentes e a proporção do volume de cada um (Flynn, 1999).

Os estudos conduzidos por Flynn mostram que os agregados que contêm quartzo apresentam uma grande condutividade térmica, enquanto os agregados calcários apresentam uma condutividade térmica elevada à temperatura ambiente, a qual decresce fortemente à medida que aumenta a temperatura. Outros estudos mostram igualmente que a natureza do agregado interfere na condutividade térmica do betão. A Figura 2.14 mostra como a condutividade térmica do betão varia em função do tipo de agregado (silicioso, calcário e leve) (Al Najim, 2004).

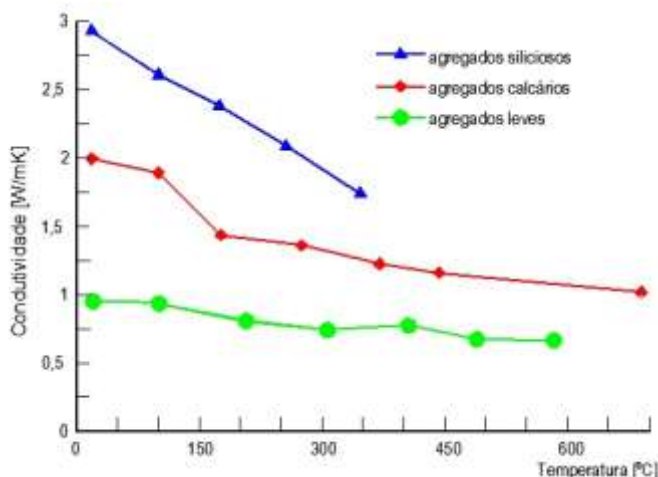


Figura 2.14. A condutividade térmica de diferentes tipos de betão em função da temperatura (Al Najim, 2004)

Como se verifica pela análise da Figura 2.14, a natureza dos agregados constitutivos do betão é uma variável a considerar no estudo da condutividade térmica, apresentando o betão constituído por agregados leves valores menores que o betão constituído por agregados calcários e siliciosos. No entanto, apesar destas variações específicas, conclui-se que a condutividade térmica do betão diminui com o aumento da temperatura. Tal facto deve-se, por

um lado, ao aumento do tamanho dos poros e à fissuração que criam vazios os quais se mostram bons isolantes térmicos e, por outro lado, deve-se à evaporação gradual da água que se apresenta favorável à condução de calor (Bazant e Kaplan 1996; Al Najim 2004).

Gawin et al consideram que no estudo da condutividade térmica do betão parcial ou totalmente saturado deve-se ter em conta o efeito da temperatura bem como o efeito da humidade. É importante referir que o grau de saturação do betão se apresenta como um fator importante na condutividade térmica ainda que apenas para temperaturas até aos 500°C, como se pode visualizar na Figura 2.15 (Gawin et al, 1999).

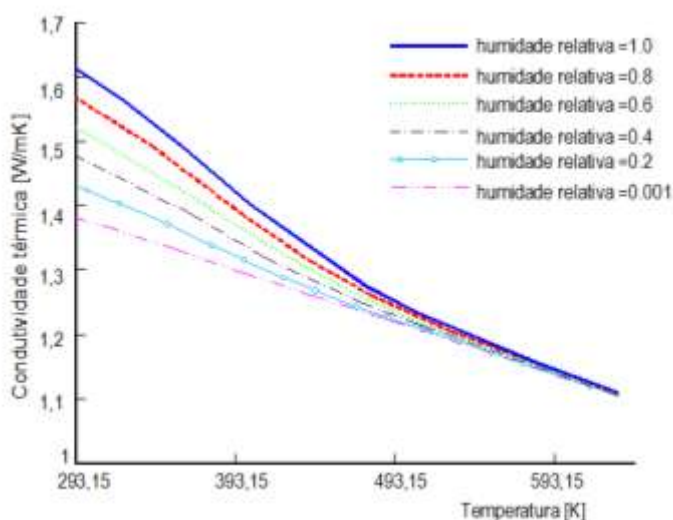


Figura 2.15. A condutividade térmica do betão em função da temperatura e da pressão capilar (Gawin et al, 1999)

Resultados apresentados na literatura indicam que os principais fatores que influenciam a condutividade térmica do betão são o teor de humidade, o tipo de agregado, a pasta de cimento endurecida, o volume e a distribuição dos poros. Shin et al sublinham que a condutividade térmica varia linearmente com o teor de humidade: se a condutividade térmica do agregado aumentar a condutividade térmica do betão também aumenta. O betão pobre apresenta uma menor condutividade térmica do que o betão com características melhoradas (Shin et al, 2002).

### 2.8.3 Difusividade térmica

A difusividade térmica do betão é a capacidade de difusão de calor e indica o índice de tolerância do betão face às variações de temperatura. Estudos conduzidos por Bazant e Kaplan mostram que a difusividade térmica do betão diminui à medida que a temperatura aumenta, assumindo valores de  $1\text{mm}^2\text{s}^{-1}$  à temperatura ambiente e de aproximadamente  $0,4\text{mm}^2\text{s}^{-1}$  aos 600°C (Bazant e Kaplan, 1996). Sob o efeito da temperatura o betão sofre várias transformações físico-químicas que conduzem à evolução da difusividade térmica (Gambarova, 2003; Felicetti, 2007).

A difusividade térmica do betão depende das propriedades térmicas dos seus constituintes, nomeadamente a dimensão, a natureza e o volume do agregado bem como a relação A/C.

Assim, de acordo com alguns estudos, a difusividade térmica do betão aumenta com a dimensão máxima do agregado. De igual modo, quanto menor for a relação A/C maior será a difusividade térmica do betão. A temperatura também interfere na difusividade térmica do betão. Se à temperatura ambiente apresenta valores entre  $0,6$  a  $1,1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , para níveis de temperatura de  $1000^\circ\text{C}$  apresenta valores na ordem dos  $0,35 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , o que significa que os valores da difusividade térmica diminuem à medida que a temperatura aumenta. Os estudos realizados mostram ainda que o efeito da humidade sobre a difusividade térmica apenas se observa para temperaturas inferiores a  $200^\circ\text{C}$ . No entanto é a natureza do agregado que mais influencia a difusividade térmica do betão, apresentando os agregados graníticos menor difusividade térmica que os agregados calcários. (Vodák et al, 1997; Shin et al, 2002).

Outros autores consideram que à temperatura ambiente a difusividade térmica do betão é influenciada essencialmente pelo tipo de agregado. Quanto menores forem os valores da difusividade térmica do agregado menor será a difusividade térmica do betão (Bazant e Kaplan, 1996). Sob o efeito de temperaturas elevadas, o tipo de agregado, a relação de cimento e o teor de humidade apresentam o mesmo efeito quer para a difusividade térmica quer para a condutividade térmica (Schneider, 1982).

Na Figura 2.16 e na Figura 2.17 apresentam-se as curvas da variação da difusividade térmica com a temperatura do betão constituído por agregados calcários e do betão constituído por agregados siliciosos respetivamente. Os valores foram obtidos por trabalhos desenvolvidos por vários autores e sistematizados por Schneider (Schneider, 1982).

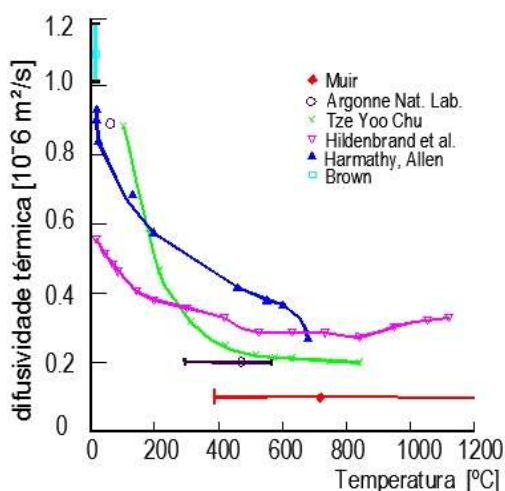


Figura 2.16. A difusividade térmica do betão com agregados calcários em função da temperatura (Schneider, 1982)

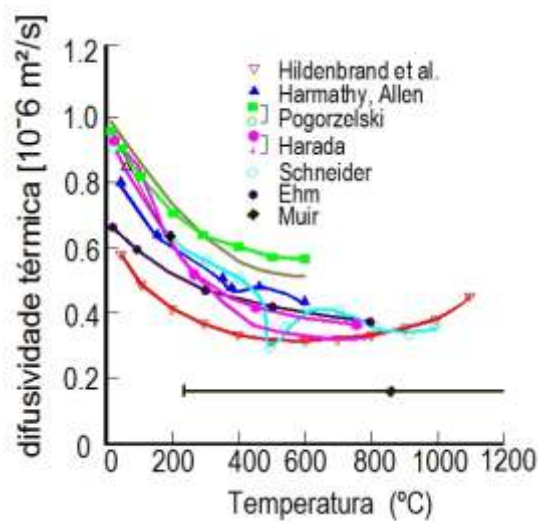


Figura 2.17. A difusividade térmica do betão com agregados siliciosos em função da temperatura (Schneider, 1982)

O valor da difusividade térmica em situação de temperaturas baixas (inferiores a 200 $^{\circ}\text{C}$ ) apresenta variações em função dos diferentes níveis de humidade do betão. Todavia, quando o betão é submetido a temperaturas elevadas o valor da difusividade térmica apresenta valores semelhantes porque o grau de humidade é diminuto (Schneider, 1982).

A Figura 2.18 apresenta a difusividade térmica do betão e de argamassas diversas em função da temperatura. Como se verifica a difusividade térmica do betão e de argamassas diminui com a temperatura, sendo o decréscimo mais acentuado para níveis mais baixos de temperatura.

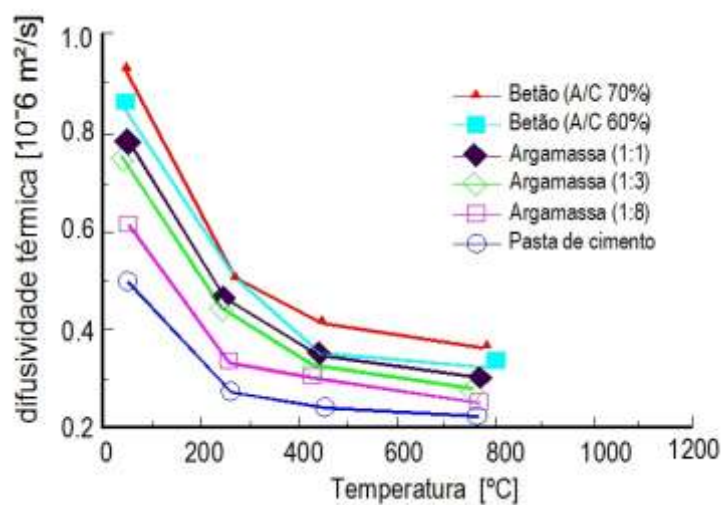


Figura 2.18. A difusividade térmica do betão e de argamassas em função da temperatura (Shin et al, 2002)

## 2.9 Propriedades Mecânicas

O betão sujeito a temperaturas elevadas perde resistência. Propriedades como a resistência à compressão, resistência à tração, resistência à flexão, módulo de elasticidade diminuem significativamente à medida que a temperatura aumenta. Schneider demonstrou que o tipo de agregado, as condições de aquecimento/arrefecimento e o teor de humidade são os fatores que mais influenciam as propriedades dos materiais (Schneider, 1982).

As estruturas constituídas por materiais de matriz cimentícia apresentam geralmente comportamento não linear, devido ao comportamento e à interação dos elementos constituintes do material, do estado de tensão-deformação aplicado ao material e da possibilidade dos materiais fendilharem. As microfendas surgem essencialmente na interface entre os agregados e a pasta de cimento. Estas microfendas tendem a desenvolver-se e degenerar em bandas de fendilhação (razão pela qual o betão tem um comportamento não linear) (Van Mier, 1991).

A fissuração do betão acontece ao nível da pasta de cimento e ao nível da interface pasta de cimento/agregado (Mazars, 1986). Ensaios de compressão efetuados com carregamento e descarga permitem verificar uma perda das propriedades mecânicas e deformações residuais devido à fissuração do betão.

A seleção do tipo de ensaio a aplicar deve ser determinada em função das condições reais que se pretendem simular (Abrams, 1971; Malhotra et al, 1989; Diederichs et al, 1992; Noumowé, 1995). Assim, os ensaios realizados a quente permitem avaliar o comportamento do betão em situação de incêndio, enquanto os ensaios realizados após arrefecimento mostram o comportamento do betão na situação de extinção do incêndio. Estes últimos apresentam-se importantes no estudo das propriedades residuais do betão.

Os ensaios realizados durante a fase de arrefecimento permitem acompanhar a evolução da propriedade em estudo e analisar a influência das condições de arrefecimento como, por exemplo, a taxa de arrefecimento e o efeito do choque térmico. Os ensaios realizados após arrefecimento permitem estudar os valores residuais das propriedades (resistência, permeabilidade, módulo de elasticidade) após um ciclo de aquecimento até à temperatura de ensaio e arrefecimento até à temperatura ambiente.

O processo de extinção do incêndio também interfere na capacidade de carga residual das estruturas de betão, como mostrou Schneider e Nägele (Schneider e Nägele, 1989). A perda de resistência do betão quando arrefecido mediante jacto de água é maior do que para o betão arrefecido ao ar. O processo de arrefecimento do betão pode levar ao surgimento de fissuração. Estes ensaios podem ser realizados imediatamente após o arrefecimento ou algum tempo depois do arrefecimento. (Khoury, 1992).



### 2.9.1 Resistência à compressão

O estudo da resistência à compressão do betão é fundamental para caracterizar as suas propriedades. Sabe-se que quando o betão é submetido a altas temperaturas ocorrem transformações físico-químicas que conduzem a alterações significativas das propriedades mecânicas. A determinação destas propriedades do betão, quando submetido a altas temperaturas, depende das condições de ensaio, do sistema de aquecimento/arrefecimento aplicado e da presença de carga mecânica.

A resistência à compressão é afetada por diversos fatores. De entre esses fatores, Khoury et al referem os seguintes: os elementos constituintes do betão, a selagem do provete, as condições de humidade, o nível de carga durante o período de aquecimento, as condições de ensaio a quente ou residual (frio), a taxa de aquecimento ou de arrefecimento, o tempo de exposição a temperaturas elevadas, o período de tempo após o arrefecimento antes da realização do ensaio de compressão e o número de ciclos térmicos (Khoury et al, 2002).

Phan propõe três métodos para o estudo da resistência do betão sujeito a temperaturas elevadas: ensaio em provetes sob carga mecânica durante o aquecimento; ensaio em provetes sem carga mecânica durante o aquecimento e ensaio residual em provetes sem carga mecânica durante o aquecimento.

O esquema dos três métodos de ensaio é apresentado na Figura 2.19 (Phan, 1996).

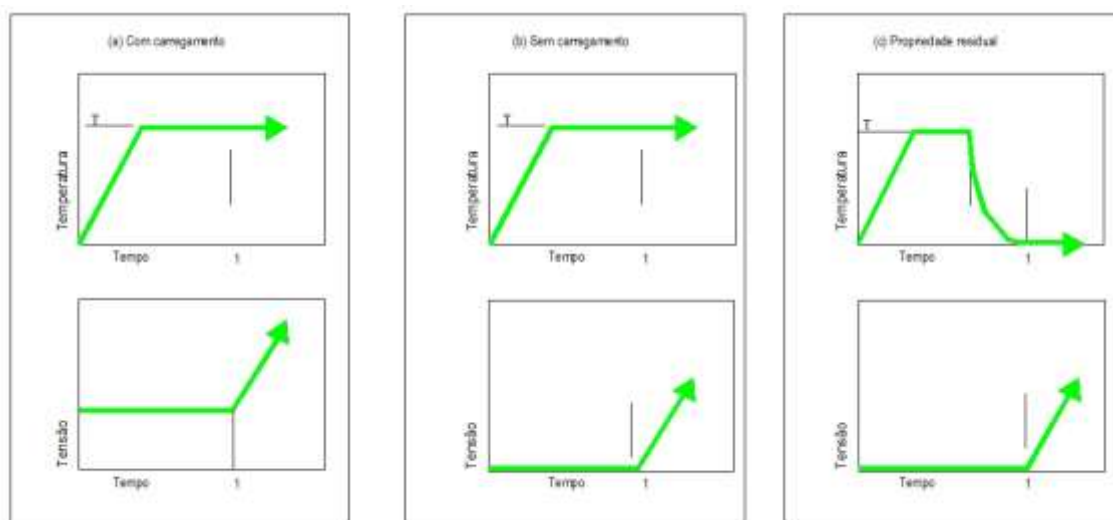


Figura 2.19. Diferentes métodos de aplicação das variáveis carregamento/temperatura em ensaios de betão (Phan, 1996)

Nos ensaios em provetes sob carga mecânica (a) é aplicada uma pré-carga antes do aquecimento (20 a 40% da resistência à compressão à temperatura ambiente), a qual é mantida durante o aquecimento. O aumento da temperatura é conseguido a uma taxa

constante até à temperatura de ensaio a testar, sendo mantida até se atingir o estado térmico de equilíbrio. Seguidamente a carga é aumentada a uma taxa prescrita até à rotura.

Nos ensaios sem carga mecânica (b), o provete é aquecido sem pré-carga, a uma taxa constante, até se atingir a temperatura pretendida. Seguidamente mantém-se essa temperatura até se verificar o equilíbrio térmico, após o qual é aplicada a carga mecânica a uma taxa prescrita até à rotura.

Nos ensaios residuais sem carga mecânica (c) o provete sem pré-carga é aquecido a uma taxa constante até ser atingida a temperatura de ensaio. Essa temperatura é mantida até se verificar o estado térmico de equilíbrio, após o qual se submete o provete ao arrefecimento. Quando se atinge a temperatura ambiente aplica-se uma carga mecânica a uma taxa prescrita até à rotura do provete.

No estudo do betão à compressão, alguns autores consideram que se podem delinear quatro estados de comportamento. Se num primeiro momento o betão apresenta um comportamento quase linear dado que nesta fase as microfissuras evoluem pouco, numa segunda fase o betão comporta-se de modo não-linear, apresentando microfissuras que atingem a pasta de cimento e a interface pasta de cimento/agregado. Quando se atinge a tensão máxima, as microfissuras evoluem para várias microfissuras. Quando é ultrapassada a tensão máxima, abrem-se fissuras macroscópicas localizadas que se propagam conduzindo à rotura do betão (Shah e Sankar, 1987; Torrenti et al, 1993).

Quando o betão é sujeito a temperaturas elevadas o volume apresenta também alterações de comportamento. Num primeiro instante, assiste-se ao fechamento dos poros e das microfissuras pré-existentes, conduzindo a uma contração global do volume do betão. A partir de 85% da tensão máxima, o betão dilata, aumentando acentuadamente o seu volume. (Acker, 1988; Picandet et al, 2001).

Husem estudou a variação da resistência à compressão de betão normal e de betão alta resistência expostos a diferentes níveis de temperatura (200, 400, 600, 800 e 1000°C) e seguidamente procedeu ao arrefecimento. Para o efeito submeteu uns provetes ao arrefecimento ao ar e outros ao arrefecimento mediante jacto de água. A resistência à compressão dos provetes de betão foram comparados uns com os outros e ainda com provetes à temperatura ambiente (Husem, 2006).

A partir da análise dos resultados obtidos na Figura 2.20, Husem concluiu que o betão corrente e o betão de elevado desempenho expostos a temperaturas elevadas apresentam uma diminuição da resistência à compressão com o aumento da temperatura. Verificou ainda que a redução é maior nos provetes arrefecidos em água. A resistência à compressão do betão de elevado desempenho arrefecido ao ar ou em água diminui para temperaturas de 200°C e

aumenta entre os 200 e 400°C. O ganho de resistência à compressão foi de 13% para o betão arrefecido ao ar e 5% para o arrefecido em água.

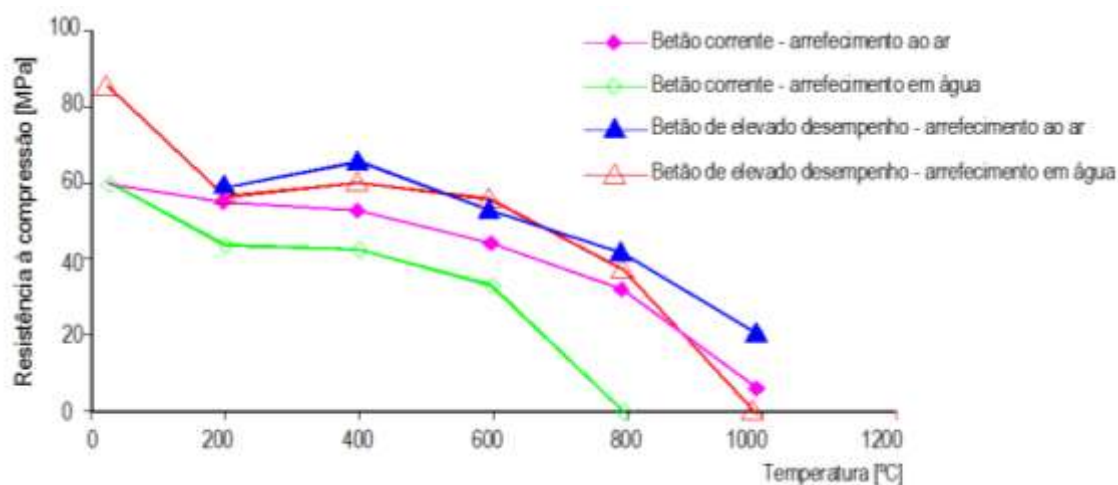


Figura 2.20. Variação da resistência à compressão residual em função da temperatura e do processo de arrefecimento aplicado (Husem, 2006)

Da observação da Figura 2.20 verifica-se que a resistência à compressão do betão corrente diminui continuamente. A resistência à compressão do betão corrente arrefecido ao ar é menor do que a resistência à compressão dos provetes de referência (provetes ensaiados à temperatura ambiente), apresentando uma quebra de 7% para os 200°C, 12% para os 400°C, 27% para os 600°C e 47% para os 800°C. A resistência à compressão do betão corrente arrefecido em água também é menor que a de referência: 27% para os 200°C, 29% para os 400°C e 44% para os 600°C. Os ensaios de compressão em betão corrente arrefecidos em água não foram realizados para temperaturas acima dos 600°C, porque a partir deste nível de temperatura os provetes sofreram rotura.

De igual modo, a resistência à compressão do betão de elevado desempenho, arrefecido ao ar, após exposto ao efeito de diferentes níveis de temperatura é menor que a de referência, apresentando os seguintes valores de redução: 32% para os 200°C, 23% para os 400°C, 26% para os 600°C, 51% para os 800°C e 75% para os 1000°C. A resistência à compressão do betão de elevado desempenho arrefecido em água também é menor do que a de referência: 33% para os 200°C, 29% para os 400°C, 34% para os 600°C e 56% para os 800°C. Os provetes quando submetidos ao arrefecimento em água sofreram fissuração e até mesmo rotura impossibilitando a realização dos ensaios à compressão para temperaturas acima dos 800°C (Husem, 2006).

Deste modo, pode-se concluir que a resistência à compressão do betão (corrente e de elevado desempenho) arrefecido ao ar ou em água, após exposição a temperaturas elevadas, diminui quando comparado com provetes de referência. Esta diminuição é mais acentuada nos

provetes arrefecidos em água. Consta-se ainda que a diminuição da resistência à compressão do betão corrente é maior que a do betão de elevado desempenho.

Os resultados obtidos por Husem estão em sincronia com os resultados de outros estudos de investigação, os quais mostram que o arrefecimento ao ar causa menor perda de resistência que o arrefecimento em água. Por exemplo, no betão de elevado desempenho quando a temperatura atinge os 400°C, a perda de resistência à compressão é de 23% para o arrefecimento ao ar enquanto para o arrefecimento em água é de 29% (Khoury, 1992; Saad et al, 1996; Janotka e Nurnbergerova, 1999).

Os autores justificam esta diferença de comportamento pelo facto de a mistura mineral usada na produção do betão de elevado desempenho sofrer expansão quando o betão é exposto a altas temperaturas conduzindo à perda da sua resistência. Observaram que alguns provetes de betão de elevado desempenho sofreram *spalling* explosivo para temperaturas entre os 400 e os 500°C, devido à expansão da sílica de fumo (adição mais utilizada no fabrico de betão de elevado desempenho) utilizada na produção do betão. O *spalling* explosivo não foi observado nos provetes de betão corrente.

Os estudos efetuados por outros investigadores sobre o comportamento do betão exposto a elevadas temperaturas apresentam variações nos valores para a resistência à compressão que se devem à natureza e tipo de betão e às condições experimentais. A Figura 2.21 apresenta os resultados de alguns estudos sobre a evolução da resistência à compressão residual de diferentes tipos de betão em função da temperatura. Da análise dos valores conclui-se que os betões testados apresentam comportamento semelhante: o valor residual da resistência à compressão diminui à medida que a temperatura aumenta.

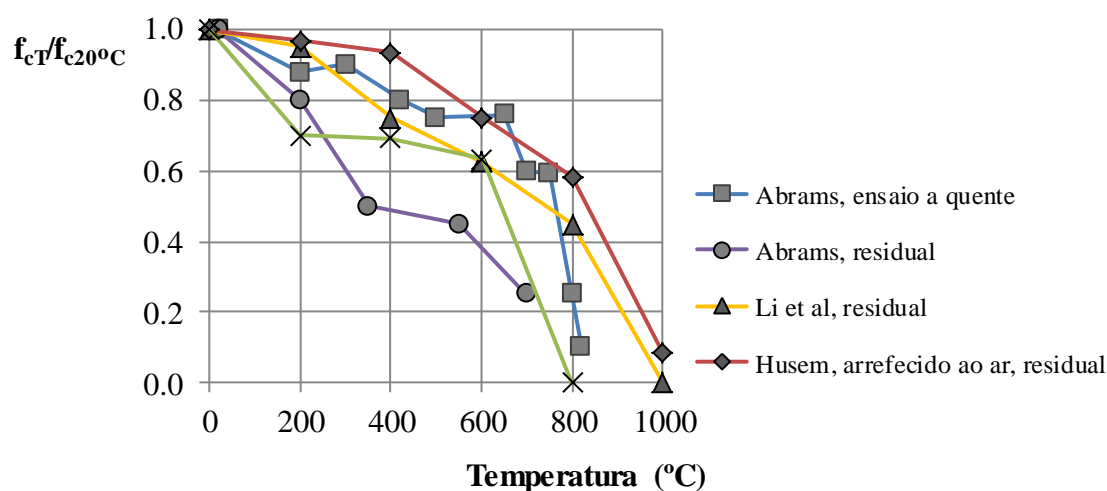


Figura 2.21. Resistência residual à compressão em função da temperatura para diferentes tipos de betão (Silva et al, 2010)

### Influência do carregamento

A presença do carregamento é uma variável importante no estudo das propriedades do betão porque influencia o comportamento do betão quando submetido a temperaturas elevadas e de modo residual.

Pode-se realizar um ensaio que considera a aplicação de uma carga mecânica constante durante o aquecimento, sendo a taxa de aplicação da carga expressa em relação à resistência à compressão em situação de temperatura ambiente. Este tipo de ensaio permite determinar a deformação térmica sob carga mecânica, a resistência de um material aquecido sob carga constante e a deformação a uma temperatura constante.

Abrams testou a influência do carregamento durante o aquecimento no comportamento mecânico do betão normal constituído por agregados calcários. A resistência à compressão foi determinada com o provete de betão aquecido e submetido a um carregamento em compressão de 40% da resistência à temperatura ambiente (Abrams, 1971). A Figura 2.22 permite observar a influência da aplicação da carga mecânica na resistência à compressão do betão.

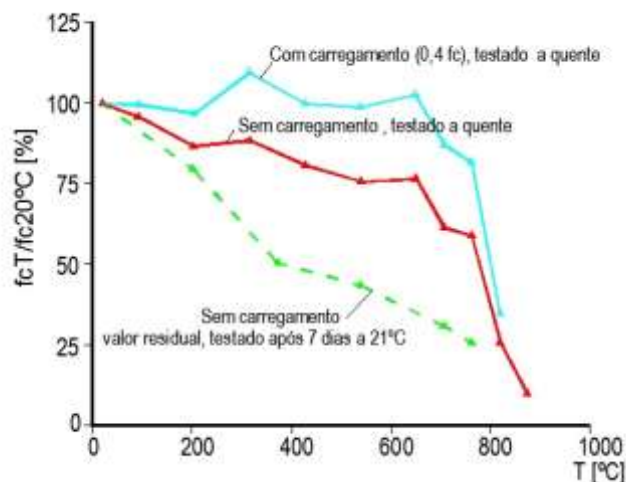


Figura 2.22. Influência da carga mecânica na resistência à compressão do betão (Abrams, 1971)

Da análise da Figura 2.22. concluímos que a aplicação da carga mecânica durante o aquecimento interfere na evolução da resistência à compressão em provetes testados a quente. Ainda que a resistência à compressão do betão corrente sujeito a carregamento não varie significativamente até aos 600°C, a resistência do betão não sujeito a carregamento altera-se progressivamente com o aumento da temperatura. A diferença acentua-se aos 300°C quando o betão submetido a uma carga mecânica regista um ligeiro aumento relativamente ao valor da resistência à temperatura ambiente (Abrams, 1971).

O autor comparou os resultados deste estudo que avaliava a influência do carregamento durante o aquecimento no comportamento mecânico do betão corrente com os obtidos num estudo com provetes sem carregamento testados a quente e testados após o arrefecimento. Abrams verificou que o betão corrente apresenta valores de resistência à compressão após o arrefecimento inferiores aos obtidos a quente. Estes resultados são comparáveis com os obtidos por Felicetti e Gambarova para a resistência residual de betões de elevado desempenho, dado que descrevem uma redução significativa da resistência à compressão residual para temperaturas elevadas (Felicetti e Gambarova, 1999).

Castillo e Durrani também realizaram um estudo com betão constituído por agregados calcários de resistência normal e de elevado desempenho. O intervalo de temperaturas testado foi entre os 100 e os 800°C. A taxa de aumento da temperatura foi de 7 a 8°C/min. O betão corrente foi testado a quente sem carregamento. Um dos conjuntos de provetes de betão de elevado desempenho foi submetido ao aquecimento sem pré-carga. Após atingir a temperatura de ensaio foi então aplicado o carregamento. Outro dos conjuntos de provetes foi submetido a uma pré-carga de 40% da carga de rotura à temperatura ambiente durante o processo de aquecimento. Após a temperatura de ensaio ser atingida, a carga foi aumentada até à rotura do provete. Os resultados deste estudo são apresentados na Figura 2.23 (Castillo e Durrani, 1990).

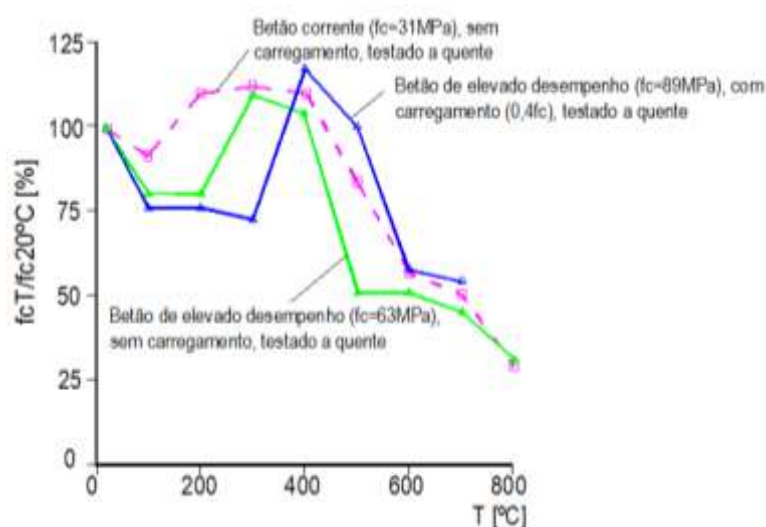


Figura 2.23. Influência da carga mecânica na resistência à compressão do betão normal e de alta resistência (Castillo e Durrani, 1990)

Na Figura 2.23 observa-se que o comportamento das curvas da resistência à compressão a quente, obtidas para o betão de elevado desempenho com pré-carga e para o betão corrente, é semelhante. A resistência à compressão aumenta no intervalo de temperaturas de 200 a 400°C. No entanto, o tramo ascendente da curva do betão corrente situa-se entre os 100 e 200°C, enquanto o do betão de elevado desempenho se situa em níveis de temperatura mais elevados.

Para o betão de elevado desempenho sem pré-carga situa-se entre os 200 e 300°C e no betão de elevado desempenho com pré-carga situa-se entre os 300 e 400°C.

Os autores concluíram que, para temperaturas superiores a 400°C, o betão tem um comportamento similar independentemente do nível de carregamento. Porém, para temperaturas entre 200 e os 400°C o comportamento altera-se, apresentando os provetes com carregamento maior degradação da resistência à compressão. Constataram ainda que quanto maior for a resistência do betão maior será o seu grau de degradação em função das altas temperaturas.

Castillo e Durrani atribuem estas diferenças de comportamento à diferente capacidade de retenção da água dos betões analisados. No betão corrente a evaporação da água absorvida acontece a temperaturas ligeiramente superiores aos 100°C. Esta evaporação da água traduz-se num aumento da resistência. No betão de elevado desempenho a evaporação da água é dificultada devido à maior compacidade desta categoria de betão, pelo que o aumento da resistência verifica-se para níveis de temperatura mais elevados. Esta diferença é mais pronunciada no betão de elevado desempenho e acentua-se sob o efeito da pré-carga aplicada (Castillo e Durrani, 1990).

Os estudos de Khoury também mostram que a aplicação de uma pré-carga pode conduzir ao aumento da resistência do betão submetido a altas temperaturas, porque a pré-carga aplicada durante a fase de aquecimento compacta o betão, limitando o surgimento da fissuração (Khoury, 1992).

Phan e Carino estudaram igualmente a relação entre a resistência à compressão e a temperatura para o betão corrente e de elevado desempenho. Para o efeito, realizaram três tipos de ensaios: ensaio sem pré-carga; ensaio com pré-carga e ensaio residual sem pré-carga. Os resultados dos trabalhos experimentais realizados podem observar-se nas Figuras 2.24, 2.25 e 2.26 (Phan e Carino, 2000).

Nos seus trabalhos experimentais utilizaram várias composições de betão com resistência à compressão entre os 20MPa e os 150MPa. O tipo de agregado utilizado foi calcário e silicioso. Algumas composições continham apenas cimento Portland, enquanto outras continham ainda aditivos como sílica de fumo, cinzas volantes e fibras de aço. As taxas de aquecimento variaram de 0,2 a 32°C/min, embora a maioria dos estudos tenham utilizado uma taxa de aquecimento de 1°C/min.

A análise das Figuras 2.24, 2.25 e 2.26 permite extrair as seguintes conclusões: nos ensaios com e sem pré-carga verifica-se que a resistência à compressão do betão de elevado desempenho varia com a temperatura de modo mais desfavorável que a do betão corrente; as diferenças são mais pronunciadas no intervalo de temperatura entre os 25 e os 400°C,

apresentando o betão de elevado desempenho maior perda de resistência que o betão corrente. Note-se que essas diferenças tornam-se menos significativas para temperaturas acima dos 400°C.

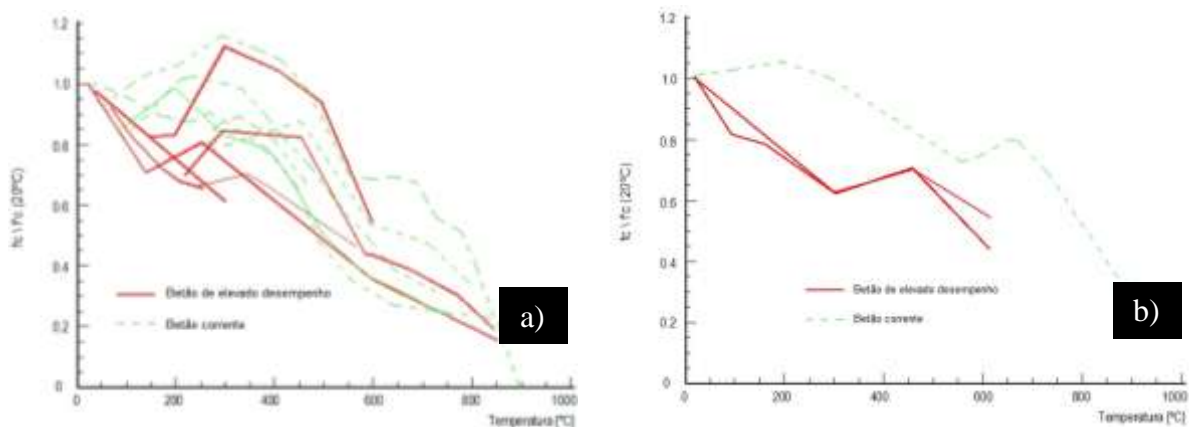


Figura 2.24. Relação resistência à compressão-temperatura do betão corrente e do betão de elevado desempenho (ensaio sem pré-carga). a) betão calcário; b) betão silicioso (Phan e Carino, 2000)

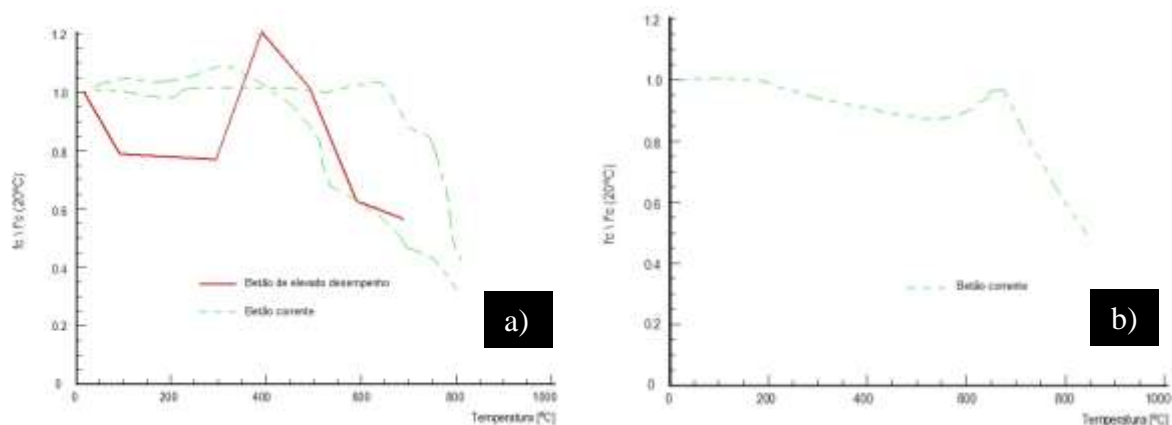


Figura 2.25. Relação resistência à compressão-temperatura do betão corrente e do betão de elevado desempenho (ensaio com pré-carga). a) betão calcário; b) betão silicioso (Phan e Carino, 2000)

A variação da resistência à compressão com a temperatura pode ser descrita, segundo Phan e Carino, por uma fase inicial de perda de força (dos 25 aos 100°C), seguida de um período de estabilização e recuperação de força (dos 100 aos 400°C) e uma fase final caracterizada por uma diminuição constante da força à medida que a temperatura aumenta (para temperaturas superiores a 400°C). A recuperação da resistência do betão de elevado desempenho ocorre a temperaturas mais elevadas que a do betão corrente. Para o betão de elevado desempenho verifica-se um menor número de resultados para todos os tipos de ensaios efetuados porque



ocorreu *spalling* explosivo nos provetes para níveis de temperatura entre os 300 e os 650°C (Phan e Carino, 2000).

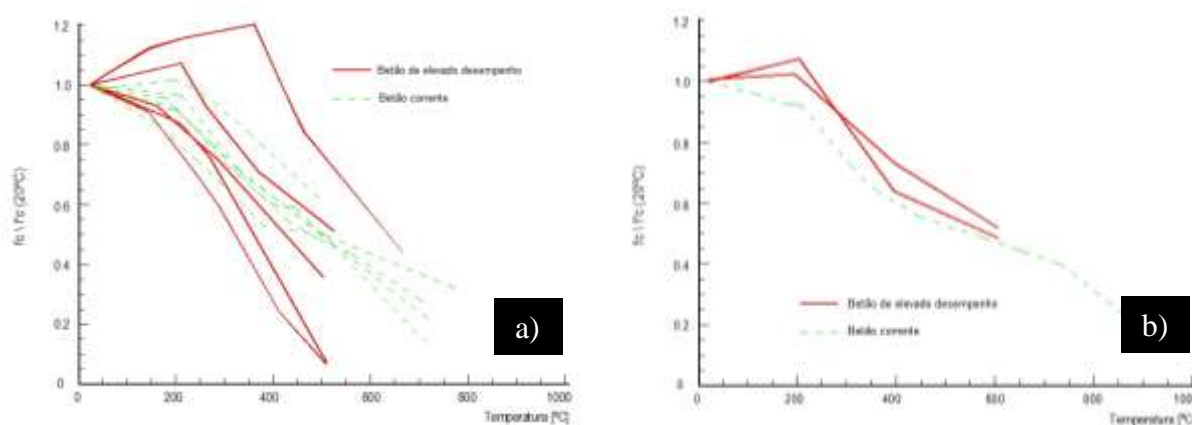


Figura 2.26. Relação resistência residual à compressão-temperatura do betão corrente e do betão de elevado desempenho (ensaio sem pré-carga). a) betão calcário; b) betão silicioso (Phan e Carino, 2000)

### Influência da taxa de aquecimento

A exposição à temperatura é um parâmetro essencial na determinação das propriedades do betão a altas temperaturas. Os vários estudos realizados para determinar a influência da taxa de aquecimento nas propriedades do betão mostram que a resistência residual do betão submetido a uma taxa de aquecimento de  $1^\circ\text{C}/\text{min}$  é mais elevada que a de um betão submetido a uma taxa de aquecimento de  $0,1^\circ\text{C}/\text{min}$ . Tal facto deve-se à libertação de água através da rede porosa que, sendo mais lenta para taxas de aquecimento baixas, permite que a pressão de vapor interna permaneça por mais tempo no interior do betão. No entanto, uma subida brusca da temperatura pode provocar o *spalling* nos provetes de betão comprometendo as suas propriedades mecânicas (Khoury, 1992; Noumowé, 1995).

Sarshar e Khoury realizaram um trabalho semelhante com provetes de pasta de cimento endurecida e com provetes de betão. Verificaram que, para níveis de temperatura entre os 200 e os 600°C, a resistência residual de pasta de cimento submetida a uma taxa de aquecimento de  $3^\circ\text{C}/\text{min}$  foi menor que a obtida quando aplicada uma taxa de  $1^\circ\text{C}/\text{min}$ . No entanto, constataram um comportamento oposto no betão (Sarshar e Khoury, 1993).

Estes resultados corroboram os anteriormente obtidos por Khoury, em que o betão aquecido a 600°C com uma taxa lenta de  $0,1^\circ\text{C}/\text{min}$  apresentou uma resistência residual inferior à obtida para uma taxa mais elevada de  $1^\circ\text{C}/\text{min}$  (Khoury, 1992).

### Influência da selagem dos provetes

Resultados de trabalhos experimentais mostram a influência significativa do tratamento do provete nos ensaios à compressão do betão sujeito a altas temperaturas, pois os provetes não

selados apresentam valores de resistência à compressão mais elevados que os provetes selados, como se pode observar nas Figuras 2.27 e 2.28.

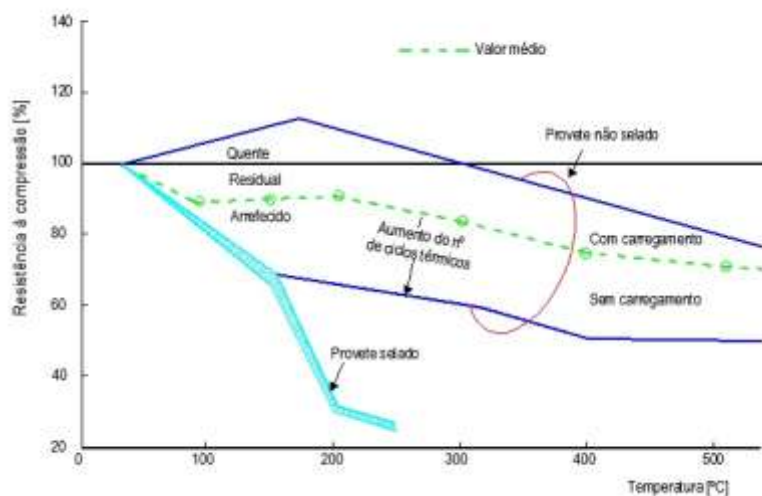


Figura 2.27. Relação resistência à compressão - selagem do provete - temperatura do betão corrente (Lankard et al, 1971)

Lankard et al realizaram ensaios em provetes selados constatando que incitam condições de vapor saturado devido à impossibilidade de libertação da água. Este facto conduz a uma perda das propriedades mecânicas até níveis de temperatura próximos dos 260°C (principalmente da resistência à compressão que apresenta apenas 30% do seu valor original). Esta perda das propriedades mecânicas pode ser atribuída à transformação hidrotérmica do gel CSH numa estrutura cristalina mais rica em carbonato de cálcio mas menos resistente. Estas reações são mais acentuadas nos provetes selados porque as pressões internas são mais significativas (Lankard et al, 1971). Estas conclusões foram posteriormente confirmadas por estudos efetuados por outros investigadores (Schneider, 1982; Khoury et al, 1985).

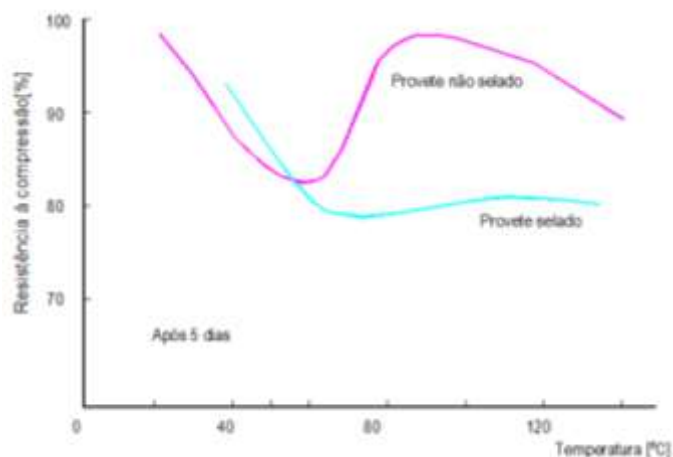


Figura 2.28. Evolução da resistência à compressão tendo em conta a influência da selagem do provete (Khoury et al, 1985)

### **Influência da classe do betão**

A ideia comum de que um betão de elevado desempenho apresenta características mais satisfatórias quando comparado com o betão corrente conduziu à necessidade de realizar investigação neste domínio. O objetivo seria determinar as alterações provocadas nas propriedades do betão de elevado desempenho quando submetido a elevadas temperaturas.

Alguns investigadores efetuaram estudos experimentais que lhes permitiram constatar a existência de diferenças bem definidas entre as propriedades destes dois tipos de betão sob o efeito de temperaturas elevadas. Dos seus estudos concluíram que o betão de elevado desempenho começa a perder resistência a partir de níveis de temperatura mais baixos que o betão corrente, pois enquanto a rotura do betão de elevado desempenho ocorreu a partir de temperaturas de 150°C - correspondente a uma perda significativa de resistência próxima dos 30%, o betão de resistência normal manteve a sua resistência até temperaturas muito próximas dos 350°C.

Os autores explicam que esta diferença de comportamento se deve à microestrutura densa do betão de elevado desempenho (devido à baixa relação A/C) que, ao conferir-lhe baixa permeabilidade, dificulta a libertação do vapor de água dos poros quando aumenta a temperatura, tornando o betão mais suscetível ao fenómeno *spalling*. Acima dos 800°C a perda da resistência original para ambos os betões é quase total. No entanto, no intervalo de temperaturas de 400-800°C ambos os betões perdem a maior parte da sua resistência original, especialmente para temperaturas acima dos 600°C devido à decomposição do silicato de cálcio hidratado gel (CSH), componente responsável pela resistência mecânica dos cimentos (Diederichs et al, 1995; Kodur e Sultan, 1998; Phan e Carino, 1998).

Deste modo, ainda que ambos os betões sofram uma diminuição da sua capacidade resistente quando sujeitos a temperaturas elevadas, o betão de elevado desempenho apresenta uma maior sensibilidade para o surgimento de *spalling* ou mesmo *spalling* explosivo quando submetido ao aumento brusco da temperatura como acontece em situação de incêndio (Jahren, 1989; Castillo e Durrani, 1990).

Aïctin também verificou nos seus estudos que o *spalling* ocorre com maior frequência no betão de elevado desempenho. O autor constatou que, mesmo para um betão com relação A/C na ordem dos 0,4 e agregados termicamente estáveis, o *spalling* explosivo continua a manifestar-se devido ao teor de partículas ativas ultrafinas que são adicionadas à pasta de cimento Portland (uma vez que para se obter um betão de elevado desempenho é necessário adicionar adições minerais ou adjuvantes). Essas partículas preenchem os espaços vazios entre os grãos de cimento, tornando a estrutura da matriz mais compacta (Aïctin, 2003).

Outros autores concluíram igualmente que à medida que aumenta a resistência do betão, a estrutura interna é mais densa tornando-o mais suscetível ao fenómeno *spalling* (Diederichs et

al, 1995; Phan e Carino, 1998; Kodur e Sultan, 1998; Chan et al, 1999; Chan et al, 2000; Phan e Carino, 2000; Cheng et al, 2004).

Para testar betões de resistência normal e de elevado desempenho foram realizados ensaios com e sem carregamento durante o aquecimento. Os autores observaram durante o aquecimento uma maior degradação da resistência à compressão do betão de elevado desempenho em comparação com o betão corrente, quer nos ensaios com carregamento quer nos ensaios sem carregamento. Até aos 400°C, as perdas de resistência à compressão são maiores no betão de elevado desempenho. Acima dos 400°C, a perda de resistência é similar para ambos os betões (Phan e Carino, 2000; Chan et al, 2000).

Pimienta e Hager também desenvolveram um trabalho experimental para comparar o comportamento do betão de resistência normal e do betão de elevado desempenho. Da análise dos resultados verificaram, à semelhança dos autores anteriores, uma redução da resistência à compressão do betão em função da temperatura, sendo esta mais notória para os betões de elevado desempenho principalmente a partir dos 300°C (Pimienta e Hager, 2002).

Li et al efetuaram estudos com betão de várias classes de resistência. Concluíram que a resistência à compressão do betão diminui com a temperatura, como se pode observar na Figura 2.29. Observaram também que a perda de resistência é mais elevada no betão de elevado desempenho (C60 e C70) do que no betão corrente (C40). Esta diferença é mais evidente para temperaturas até aos 400°C. Da leitura da curva do betão de elevado desempenho (denominado C70) os autores verificaram que a resistência à compressão após os 200°C é de 82,3%, após os 400°C é de 63,2% e após os 600°C a resistência é de apenas 58,1%. A resistência à compressão diminui bruscamente para 21,3% após os 1000°C. Refira-se que estes valores foram quantificados relativamente à resistência de provetes testados à temperatura ambiente (Li et al, 2004).

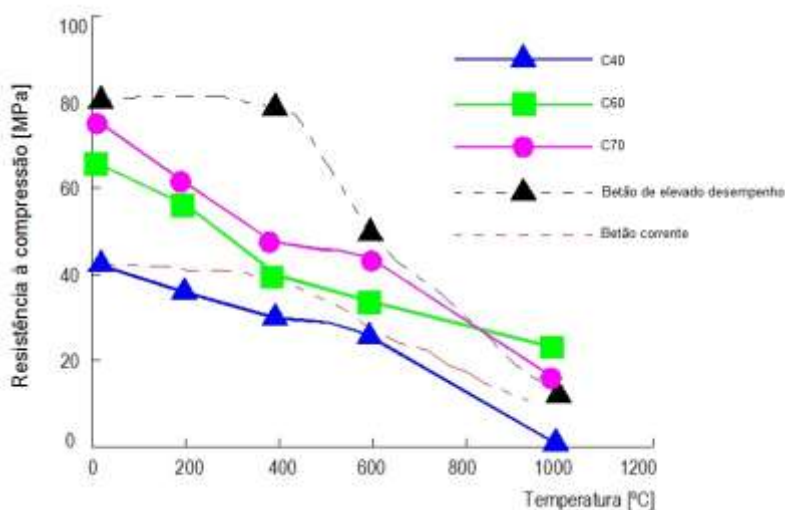


Figura 2.29. Resistência à compressão do betão corrente e do betão de elevado desempenho em função da temperatura (Li et al, 2004)

### Influência das adições

As adições são materiais inorgânicos de reduzida dimensão que adicionadas ao betão melhoram as suas propriedades. A sílica de fumo é uma das adições utilizadas no fabrico do betão de elevado desempenho, porque reage com o hidróxido de cálcio, originando silicato de cálcio hidratado. Estes conferem à pasta de cimento maior compacidade, melhorando a resistência do betão.

Malhotra et al estudaram a influência da sílica de fumo no comportamento do betão sujeito a altas temperaturas. Os ensaios foram realizados com diferentes composições de betão, testando várias relações A/C. Para cada relação A/C consideraram um betão com e sem sílica de fumo. A sílica de fumo foi adicionada numa proporção de 8% da quantidade de cimento (Malhotra et al, 1989).

Como mostra a Figura 2.30, o estudo desenvolvido permitiu concluir a influência significativa da adição de sílica de fumo na resistência do betão corrente que apresenta uma relação A/C baixa (0,23 e 0,35). Para o betão com maior resistência, a adição de sílica de fumo conduz a uma redução da resistência. Note-se que o efeito desfavorável da sílica de fumo é mais notório para o betão com a relação A/C=0,50, tornando-se favorável para A/C=0,71.

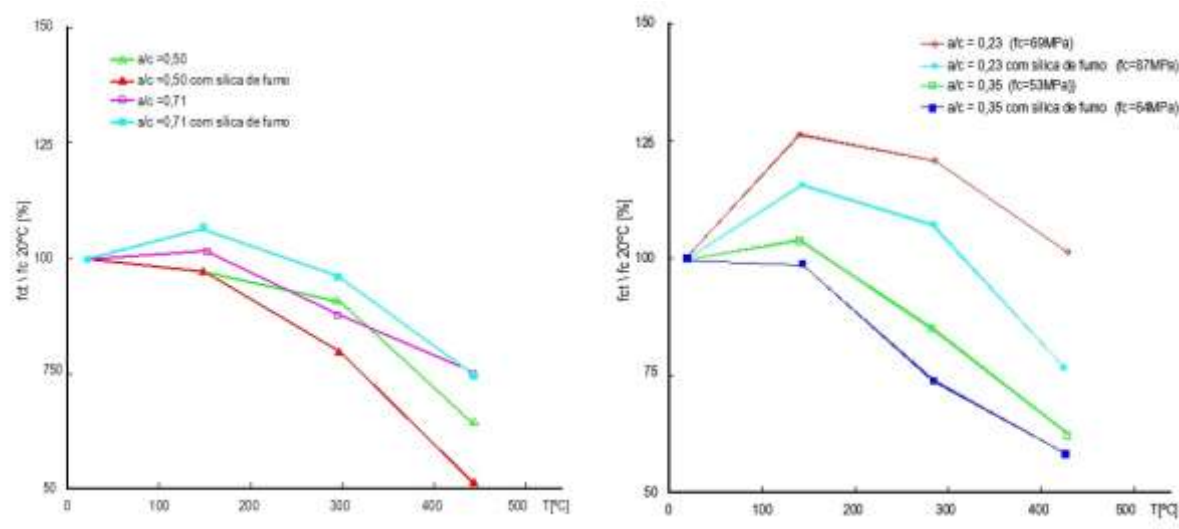


Figura 2.30. Influência da sílica de fumo na resistência à compressão do betão (Malhotra et al, 1989)

Trabalhos semelhantes desenvolvidos por Diederichs et al mostraram que no betão corrente (mais poroso e menos resistente) a adição de sílica de fumo não apresenta efeitos significativos, situação que não se verifica no betão mais resistente (mais denso). Esta diferença entre o betão corrente e o de elevado desempenho pode ser explicada pela possibilidade de ocorrer a transformação dos hidratos CSH bem como o facto de a adição de

sílica de fumo ( $\text{SiO}_2$ ) diminuir a relação cal/sílica do CSH da pasta de cimento. Daqui resulta a formação de hidratos menos resistentes (Diederichs et al, 1992).

Um estudo sobre o efeito da temperatura nas propriedades mecânicas do betão conduzido por Papayianni e Valiasis mostrou que a substituição de 40% de cimento Portland por cinzas volantes provoca uma maior redução da resistência à compressão para todos os níveis de temperatura testados (Papayianni e Valiasis, 1991).

### Influência da presença de água

Um estudo realizado por Khoury mostrou que o betão corrente, para temperaturas entre os 50 e os 150°C, apresenta um valor mínimo da resistência aos 80°C, como se observa na Figura 2.31 (Khoury, 1992). Este comportamento do betão é justificado ao grau de fluidez que a água apresenta a estas temperaturas.

A presença de água sob a forma de vapor pode igualmente influenciar o comportamento mecânico do betão devido às reações higrotérmicas as quais provocam mudanças significativas na estrutura física e química do betão pondo em causa a sua resistência (Khoury, 1992; Hager, 2004).

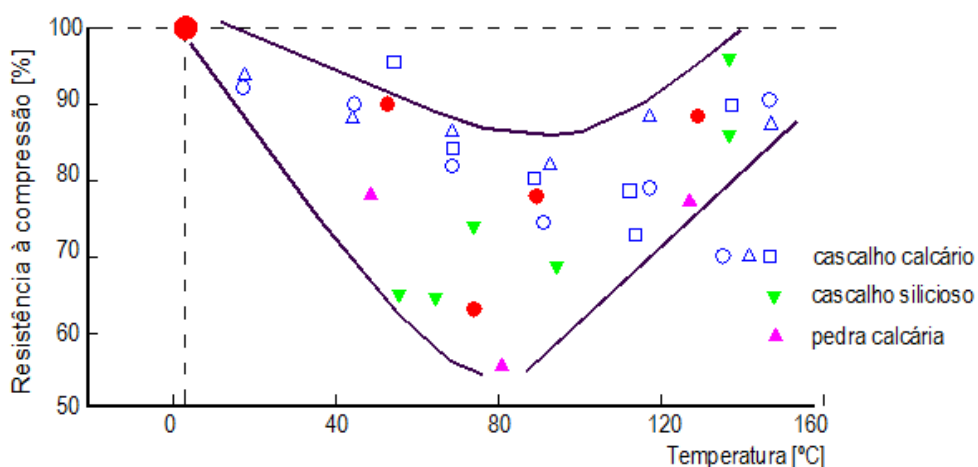


Figura 2.31. Resistência à compressão do betão constituído por diferentes tipos de agregado (Khoury, 1992)

### Influência da temperatura na coloração do betão

A cor do betão altera-se à medida que a temperatura aumenta, permitindo essa variação de cor fazer uma avaliação imediata das temperaturas que foram atingidas durante o incêndio e indiretamente determinar as suas propriedades mecânicas residuais (Schneider e Nägele, 1989; Short et al, 2001; Felicetti, 2004). No entanto, dado esta variável ser analisada em termos meramente qualitativos, a sua fiabilidade pode ser questionável (Rodrigues, 1994).

Às diferentes colorações estão associadas alterações químicas dos constituintes do betão, apresentando cores mais pronunciadas o betão silicioso quando comparado com o betão calcário. O betão apresenta a cor rosa quando sujeito a temperaturas da ordem dos 300°C. O aparecimento da cor rosa, por norma, coincide com a ocorrência da perda de resistência significativa devido às elevadas temperaturas. No entanto, a descoloração rosa do betão deve ser analisada com algum cuidado, pois esta descoloração pode também ser devida a fenómenos de carbonatação. No intervalo de temperaturas entre os 300 e os 600°C a cor do betão varia entre o rosa e o cinzento escuro, enquanto entre os 600 e os 800°C a cor do betão oscila entre o cinzento escuro e o cinzento esbranquiçado (Cánovas, 1994).

Li et al nos seus estudos constataram a existência de uma alteração de coloração no betão quando submetido a temperaturas elevadas. Consideraram que para aferir a resistência à compressão residual do betão se deve associar as alterações na resistência com a temperatura máxima atingida e as variações de coloração observadas no betão. Assim, o betão sujeito a um nível de temperatura de 200°C não apresenta alteração de cor, no entanto surge a cor amarelada, o esbranquiçado e o vermelho quando o betão é exposto a temperaturas de 400, 800 e 1000°C respetivamente (Li et al, 2004).

Outros autores também analisaram as alterações de coloração sofridas pelo betão quando submetido a diferentes níveis de temperatura. Verificaram que para temperaturas entre os 300 e os 600°C a cor do betão muda de normal para rosa (a descoloração rosa geralmente resulta da presença de componentes de ferro nos agregados que se desidratam ou oxidam na faixa de temperaturas indicadas), entre os 600 e os 900°C muda para cinzento esbranquiçado e entre os 900 e os 1000°C apresenta uma coloração amarelada (Short et al, 2001; Georgali e Tsakiridis, 2005).

Neste sentido, Short et al propuseram um estudo aproximado da colorimetria para a avaliação dos efeitos das temperaturas elevadas no betão. Os autores consideram que este ensaio não destrutivo pode dar um contributo importante na avaliação da capacidade de carga residual do betão (Short et al, 2001).

### **Influência das dimensões do provete**

Li et al testaram nos seus ensaios experimentais o efeito conjunto da temperatura e das dimensões do provete na resistência residual à compressão do betão. Para o efeito utilizaram provetes de dimensões diferentes: 100x100x100mm e 150x150x150mm. A Figura 2.32 apresenta os resultados do referido estudo. Conclui-se que, sob as mesmas condições, a perda de resistência à compressão nos provetes de betão com maior secção transversal é menor.

A análise da Figura 2.32 permite concluir que a resistência à compressão do betão é condicionada pelas dimensões do provete após a sujeição a altas temperaturas. Observa-se que quanto maior o tamanho do provete menor é a perda de resistência à compressão. Os autores

justificam esta diminuição da resistência pelo facto do betão ser um mau condutor de calor. Como se desenvolve um campo de distribuição de temperaturas no interior do betão durante a fase de aquecimento, a temperatura no núcleo do betão é muito menor do que na superfície (Li et al, 2004).

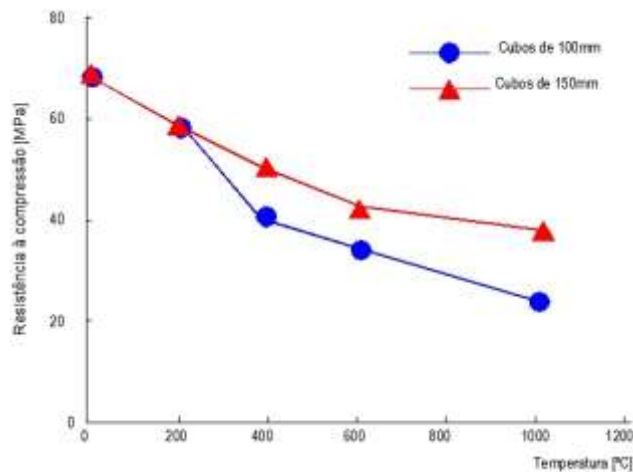


Figura 2.32. Resistência à compressão do betão de elevado desempenho em função da temperatura e das dimensões do provete (Li et al, 2004)

### 2.9.2 Resistência à tração

O conhecimento desta propriedade permite estimar a carga à qual ocorre fissuração e caracterizar o fenómeno do *spalling* no betão, uma vez que o desprendimento das camadas de betão ocorre quando as tensões instaladas ultrapassam a resistência à tração do betão para a temperatura a que se encontra exposto (Neville, 1995).

O estudo desta propriedade tem sido realizado através de ensaios de tração direta ou por compressão diametral. Os ensaios de tração direta são de mais difícil realização, embora os resultados deem valores mais próximos da realidade. Por outro lado, a resistência à tração apresenta uma grande sensibilidade a defeitos e uma forte instabilidade. Por isso se têm desenvolvido mais os ensaios de tração por compressão diametral os quais, apesar de não permitirem analisar completamente a fissuração, fornecem a resistência à tração.

Na maior parte dos estudos realizados, esta propriedade é determinada de forma residual após aquecimento e arrefecimento do betão (Thelandersson, 1971; Noumowé, 1995).

Nos estudos realizados por Thelandersson verifica-se que existe uma relação entre a resistência do betão e o grau de degradação da força de tração. Nos resultados obtidos por este autor, os betões de maior resistência apresentam valores mais elevados para a resistência à tração em função da temperatura que os betões de menor resistência, sendo este facto mais



notório a partir dos 300°C. Os ensaios de tração direta dão valores para a resistência à tração menores que os resultados de compressão diametral (Thelandersson, 1971).

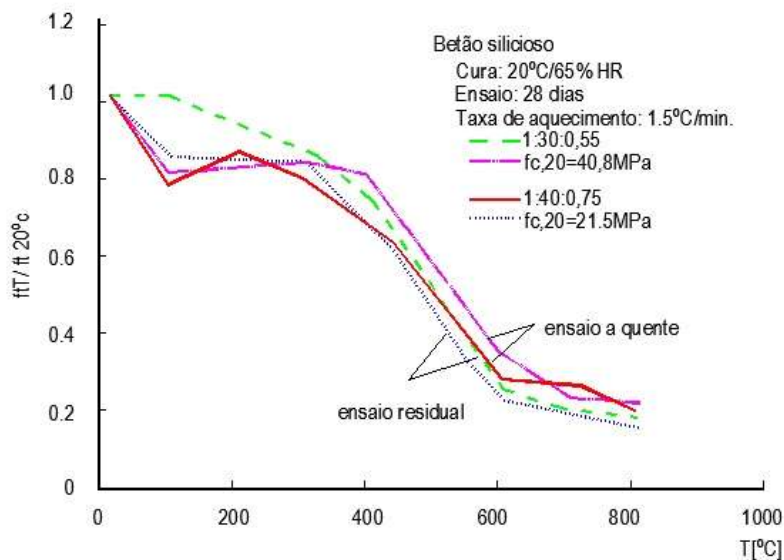


Figura 2.33. Resistência à tração do betão em função da temperatura (Schneider, 1988)

Schneider estudou a resistência à tração de betões de resistência normal sujeitos a altas temperaturas e após ciclo de aquecimento/arrefecimento. Os ensaios foram realizados para uma taxa de aquecimento de 1,5°C/min. Os valores obtidos são apresentados na Figura 2.33 (Schneider, 1988).

Da observação da Figura 2.33 verifica-se que as percentagens da mistura dos diferentes constituintes do betão influenciam a resistência à tração. Observa-se ainda que a redução da tensão residual de rotura à tração é ligeiramente inferior à redução da tensão de rotura à tração do betão sujeito a altas temperaturas.

Mazars distingue três fases no comportamento do betão à tração direta: na primeira fase, até cerca de 50% da tensão máxima, o comportamento do betão apresenta-se quase linear, pelo que o aparecimento de microfissuras na interface pasta de cimento/agregado é insignificante. Na segunda fase, até à tensão máxima, o comportamento do betão é não-linear, manifestando perda de rigidez e de coesão na interface pasta de cimento/agregados, originando microfissuras na pasta de cimento. Quando se atinge a tensão máxima surge a formação de microfissuras localizadas. Na última fase, o desenvolvimento de microfissuras localizadas conduz à rotura do material (Mazars, 1986).

Vários estudos permitem concluir que a resistência à tração é afetada pelas proporções da mistura e, de uma forma mais significativa, pelo tipo de agregado. Por exemplo, a diminuição da resistência à tração do betão composto por agregados calcários é duas vezes mais elevada

que para o betão composto por agregados siliciosos aos 500°C. A Figura 2.34 mostra graficamente, a partir de trabalhos desenvolvidos por vários autores, o comportamento à tração de diferentes tipos de betão. Verifica-se uma diminuição desta propriedade à medida que a temperatura aumenta.

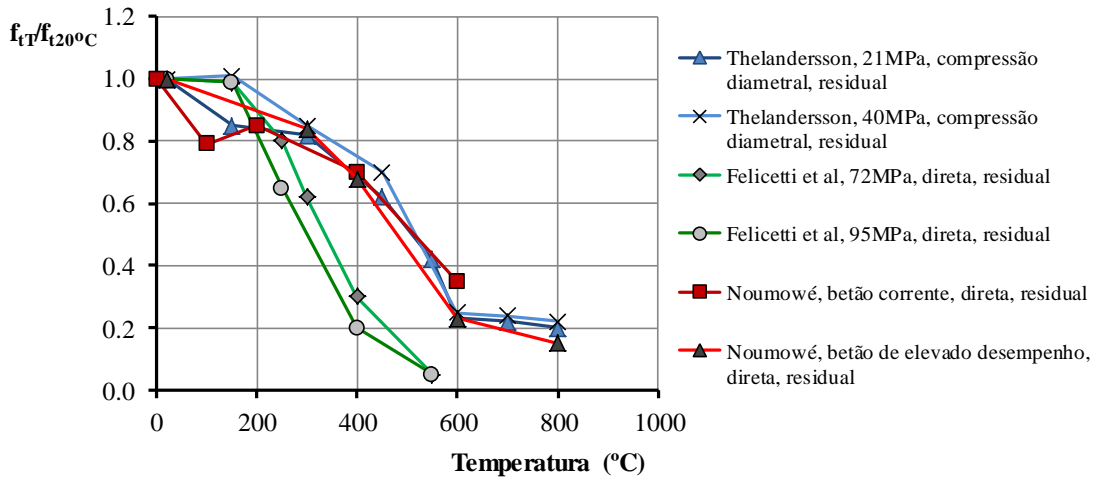


Figura 2.34. Resistência residual à tração direta e à tração por compressão diametral em função da temperatura (Hager, 2004)

### 2.9.3 Resistência à flexão

A resistência à flexão diminui à medida que a temperatura aumenta. Os resultados dos ensaios de resistência à flexão conduzidos por Li et al, realizados em provetes de betão corrente (C40) e de elevado desempenho (C60 e C70), são apresentados na Figura 2.35.

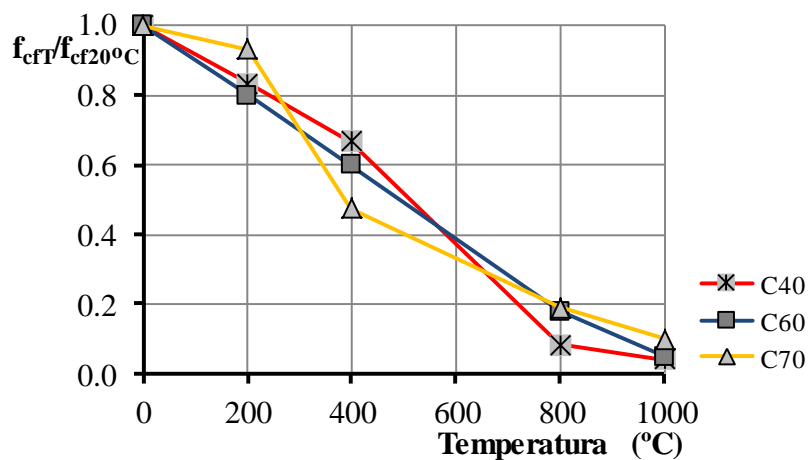


Figura 2.35. Resistência residual à flexão em função da temperatura do betão (Li et al, 2004)

A leitura da Figura 2.35 permite verificar que a resistência à flexão do betão de elevado desempenho (C70) sofre uma redução de 16,3% para temperaturas acima dos 800°C. No entanto, acima dos 1000°C, apenas 7,4% da resistência é mantida. A resistência à flexão do betão de elevado desempenho (C60 e C70) diminui mais acentuadamente do que a do betão corrente (C40), especialmente no intervalo dos 200 aos 400°C (Li et al, 2004).

Husem estudou a variação da resistência à flexão de betão corrente e de elevado desempenho expostos a diferentes níveis de temperatura (200, 400, 600, 800 e 1000°C) e seguidamente procedeu ao arrefecimento. Para o efeito submeteu uns provetes ao arrefecimento ao ar e outros ao arrefecimento mediante jacto de água. A resistência à flexão dos provetes de betão foram comparados uns com os outros e ainda com provetes à temperatura ambiente. Os resultados da variação da resistência à flexão residual em função da temperatura e do processo de arrefecimento são apresentados graficamente na Figura 2.36.

A partir da análise dos resultados obtidos na Figura 2.36, Husem concluiu que o betão corrente e o de elevado desempenho após exposição a temperaturas elevadas apresentam uma diminuição da resistência à flexão com o aumento da temperatura. Verificou ainda que a redução é maior nos provetes arrefecidos em água.

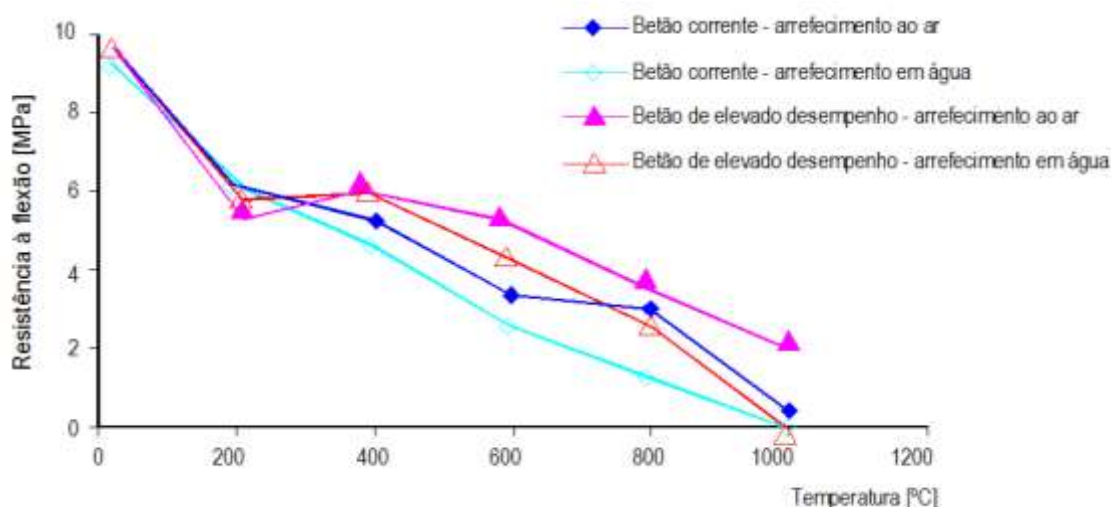


Figura 2.36. Variação da resistência à flexão residual em função da temperatura e do processo de arrefecimento aplicado (Husem, 2006)

A resistência à flexão do betão corrente arrefecido ao ar é menor que a de referência, apresentando o seguinte decréscimo: 21% para os 200°C, 33% para os 400°C, 58% para os 600°C e 63% para 800°C. A resistência à flexão do betão corrente arrefecido em água depois de ser exposto à temperatura também é menor do que a de referência: 22% para os 200°C, 36% para os 400°C, 68% para os 600°C e 84% para os 800°C.

Verifica-se ainda que a resistência à flexão do betão de elevado desempenho arrefecido ao ar após exposto ao efeito de diferentes temperaturas também é menor que a de referência: 36% para os 200°C, 27% para os 400°C, 36% para os 600°C, 60% para os 800°C e 71% para os 1000°C. De igual modo, a resistência à flexão do betão de elevado desempenho arrefecido em água depois de ser exposto ao efeito de diferentes temperaturas também é menor do que a de referência: 30% para os 200°C, 28% para os 400°C, 45% para os 600°C e 70% para os 800°C (Husem, 2006).

#### 2.9.4 Módulo de elasticidade

O comportamento das estruturas depende do módulo de elasticidade do betão. Este é fortemente influenciado pela temperatura e pelo tipo de agregado usado (Neville, 1995).

Considerando a variável temperatura, constatamos que à medida que a temperatura aumenta verifica-se a redução do módulo de elasticidade. Smith realizou ensaios em provetes de betão aquecidos a 300°C verificando uma redução de 40% no módulo de elasticidade. Esta redução subiu para 85% quando os provetes de betão foram submetidos a um nível de temperatura de 600°C (Smith, 1983).

Os trabalhos experimentais conduzidos por Schneider, com o objetivo de estudar a redução do módulo de elasticidade para diferentes tipos de betão, mostram a influência do tipo de agregado no módulo de elasticidade. O autor constatou que o betão de agregados siliciosos e o betão de agregados basálticos sofrem maior redução do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura que o betão de agregados calcários. Por outro lado, constatou ainda que o betão de agregados leves apresenta uma diminuição menor do módulo de elasticidade que o betão com agregados siliciosos (Figura 2.37).

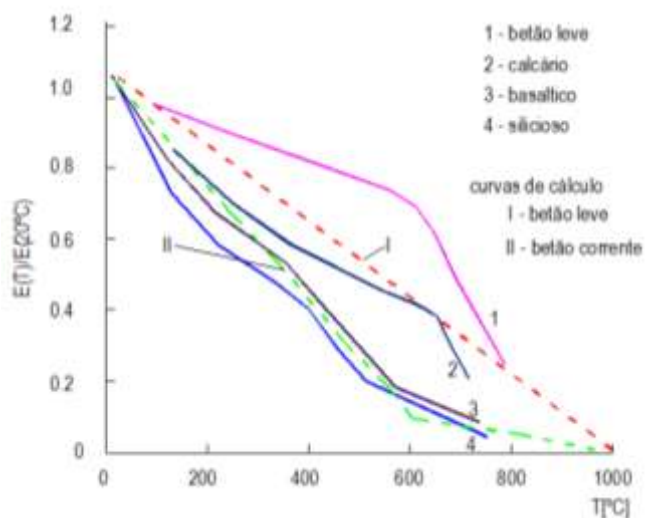


Figura 2.37. Redução do módulo de elasticidade para diferentes tipos de betão (Schneider, 1988)

Schneider considera que a redução do módulo de elasticidade com a temperatura deve-se principalmente a uma rotura nas ligações internas entre a pasta de cimento e os agregados. Esta redução é influenciada pelo módulo de elasticidade inicial, pelo teor de água, pela natureza dos agregados do betão e pela taxa de aquecimento (Schneider 1988).

Furumura também realizou ensaios para a determinação do módulo de elasticidade residual do betão. Estes ensaios foram realizados em provetes cilíndricos (diâmetro de 50mm e altura de 100mm) de betão corrente e betão de elevado desempenho. A taxa de aquecimento aplicada foi de 1°C/min. Concluiu que a influência da classe de resistência do betão na redução do módulo de elasticidade residual é pouco significativa. Na Figura 2.38 apresentam-se os resultados obtidos por este autor (Furumura, 1995).

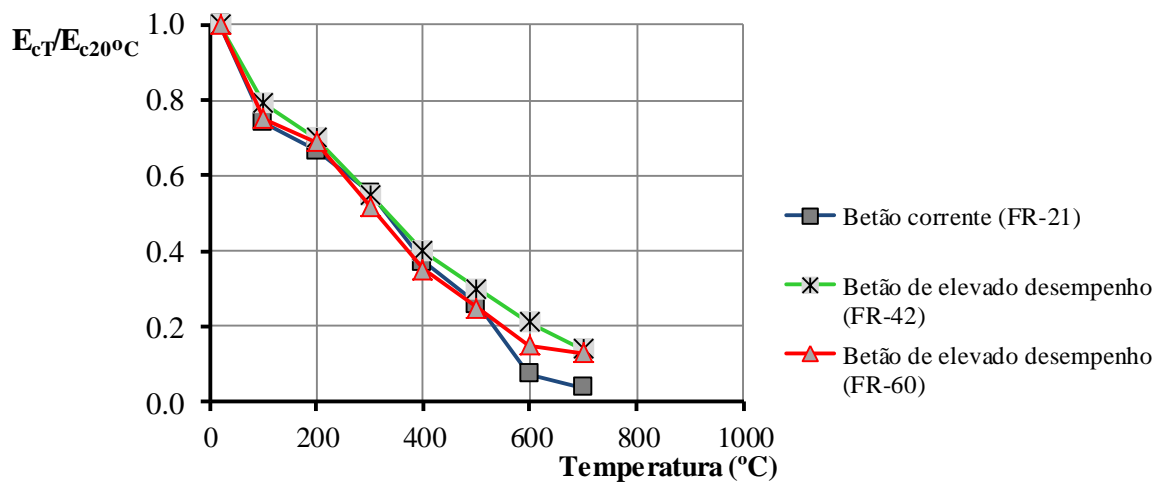


Figura 2.38. Variação do módulo de elasticidade residual em função da temperatura para betão de resistência corrente e betão de elevado desempenho (Furumura, 1995)

Phan e Carino realizaram estudos de comparação da variação do módulo de elasticidade residual para betões corrente e betões de elevado desempenho submetidos a temperaturas elevadas e sem carregamento durante a fase de aquecimento. Observaram uma redução mais acentuada do módulo de elasticidade em função da temperatura nos betões de elevado desempenho do que nos betões correntes. Verificaram ainda uma redução mais acentuada no módulo de elasticidade residual do que no módulo de elasticidade a altas temperaturas, para os dois tipos de betão em estudo (Phan e Carino, 2000).

Kodur e Harmathy também efetuaram estudos para verificar a evolução do módulo de elasticidade em função da temperatura. Utilizaram um betão de resistência normal constituído por diferentes agregados. A análise da Figura 2.39 permite concluir que não existe uma influência significativa do tipo de agregado na variação do módulo de elasticidade em função da temperatura (Kodur e Harmathy, 2002).

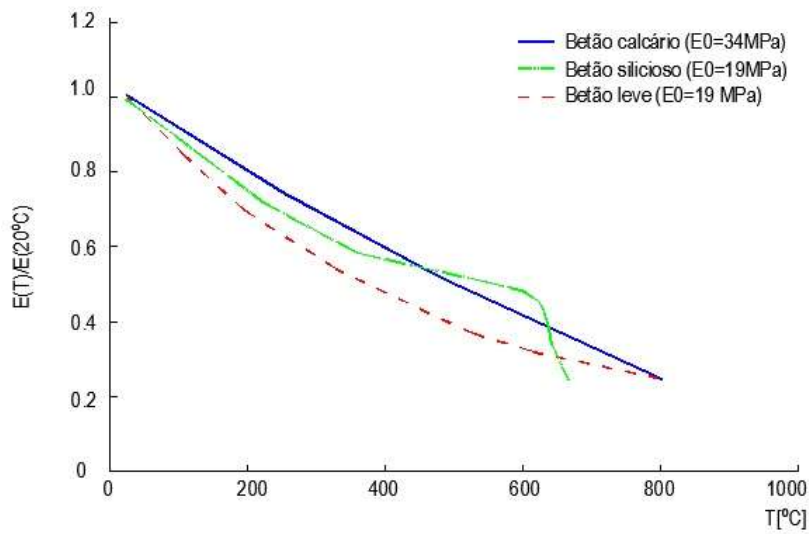


Figura 2.39. Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura para betão de resistência normal (Kodur e Harmathy, 2002)

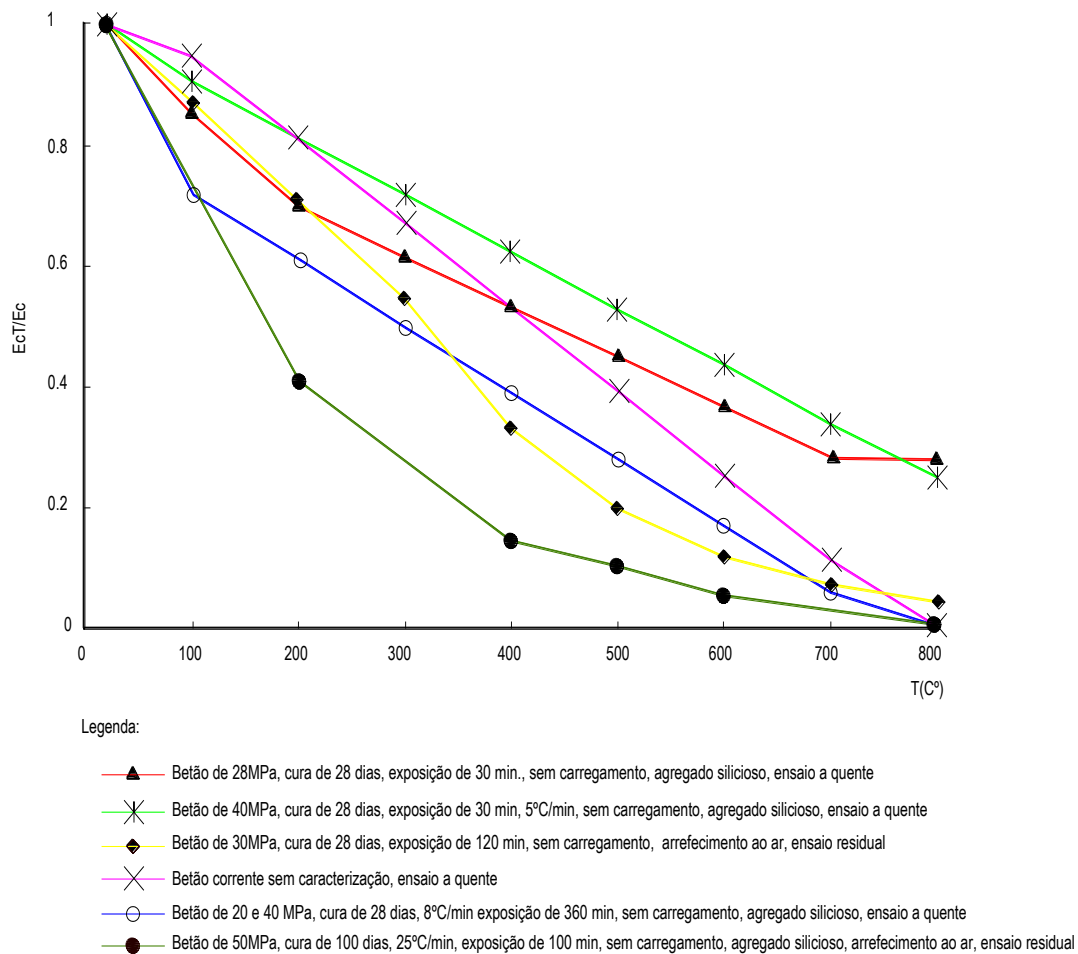


Figura 2.40. Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura para betão corrente e para betão de elevado desempenho (Xiao e König, 2004)

Lau e Anson também estudaram a redução do módulo de elasticidade em função da temperatura para betão corrente e betão de elevado desempenho sujeitos a elevadas temperaturas. Concluíram que, à semelhança dos autores anteriores, a redução do módulo de elasticidade em função da temperatura é muito mais acentuada para o betão de elevado desempenho do que para o betão corrente.

Os autores testaram também o efeito da adição de 1% de fibras de aço no betão corrente e no betão de elevado desempenho sujeitos a altas temperaturas. A Figura 2.41 mostra a evolução do módulo de elasticidade para betão sem adição de fibras e para betão com adição de fibras. Concluíram que a redução do módulo de elasticidade em função da temperatura é maior para o betão de elevado desempenho do que para o betão corrente testados, não sendo muito significativa a influência da adição de fibras (Lau e Anson, 2006).

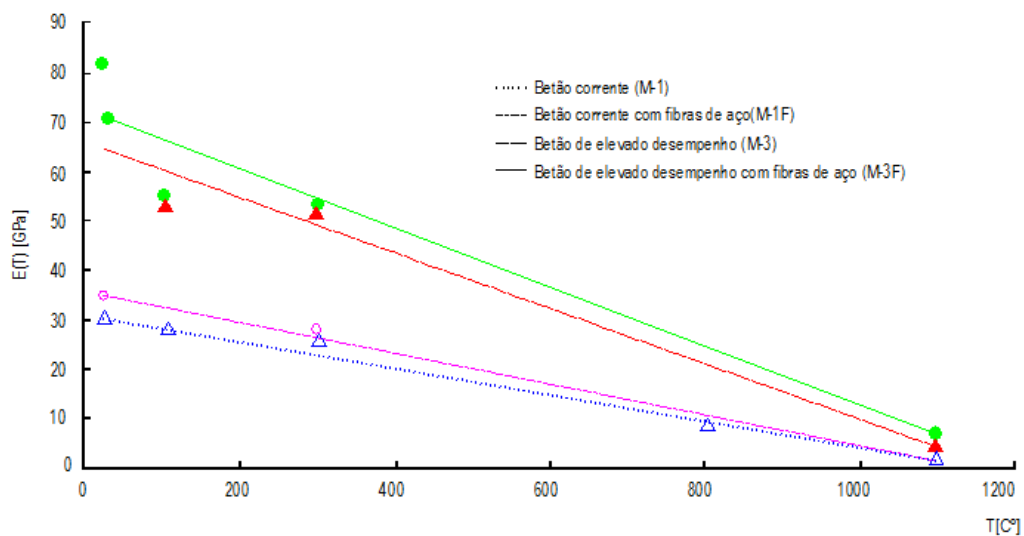


Figura 2.41. Variação do módulo de elasticidade em betão corrente e de elevado desempenho com e sem adição de fibras de aço em função da temperatura (Lau e Anson, 2006)

Estudos realizados por Bamonte e Gambarova permitiram igualmente concluir que o módulo de elasticidade diminui à medida que a temperatura aumenta, independentemente do tipo de betão. No entanto, constataram que até aos 400°C a classe de resistência do betão é uma variável a ter em conta no estudo do módulo de elasticidade residual, uma vez que quanto maior for a resistência do betão melhor é o seu comportamento quando comparado com betões de resistência inferior. Mas a partir dos 400°C os autores constataram que o módulo de elasticidade varia de forma similar para os betões em estudo (Bamonte e Gambarova, 2007).

### 2.9.5 Coeficiente de Poisson

O coeficiente Poisson é uma propriedade mecânica do betão importante no dimensionamento estrutural de elementos de betão. À temperatura ambiente o coeficiente Poisson pode variar entre 0,11 e 0,32, ainda que a maior parte dos valores se encontre no intervalo de 0,15 a 0,20

dependendo da natureza do agregado, do teor de humidade, da idade do betão e da sua classe de resistência à compressão. Este coeficiente aumenta de valor até aproximadamente aos dois anos de idade, sendo mais baixo para betões de resistência superior.

Em relação à evolução deste coeficiente com a temperatura não existem ainda muitos estudos e os valores que se conhecem, por vezes contraditórios, indicam uma reduzida dependência da temperatura (Khoury, 1983; Bazant e Kaplan, 1996). Existem autores que referem que este coeficiente diminui com a temperatura enquanto outros referem o contrário. Existem estudos que revelam que o coeficiente de Poisson varia entre 0,11 e 0,25 para o intervalo de temperaturas entre 20 e 400°C, diminuindo depois para temperaturas superiores a esta.

Estudos realizados por Marechal e Hertz permitiram apresentar resultados da variação do coeficiente Poisson com o aumento da temperatura, como se observa na Figura 2.42. A evolução do coeficiente Poisson com a temperatura foi determinada através de ensaios com carregamento monoaxial e com a medição transversal das extensões.

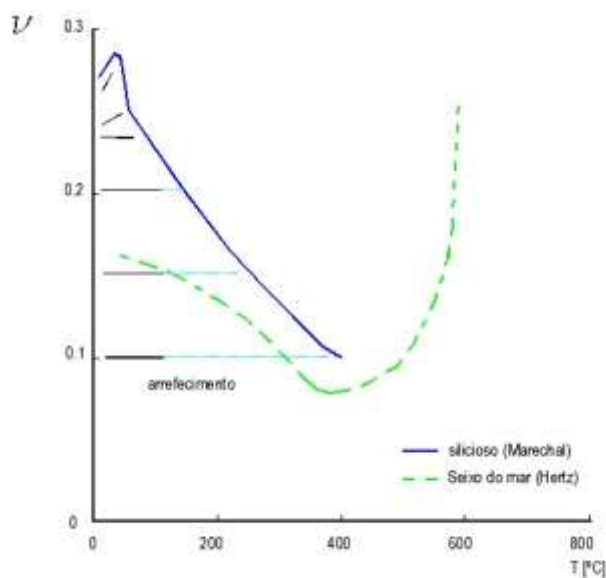


Figura 2.42. Variação do coeficiente Poisson em função da temperatura, segundo Marechal e Hertz (in Schneider, 1985)

Os autores verificaram, como se observa na Figura 2.42, uma diminuição do coeficiente Poisson em função da temperatura para os tipos de betão ensaiados até temperaturas de 400°C (Marechal e Hertz, in Schneider, 1985).

Marechal verificou no betão corrente uma redução do coeficiente de 0,28 à temperatura ambiente para um valor de 0,1 a 400°C. Esta diminuição deve-se à perda de ligações internas na microestrutura e ao desenvolvimento de microfissuração durante o aquecimento. Após esta



temperatura e até aos 600°C, o betão constituído por agregados de seixo rolado, mostra um aumento significativo do coeficiente de Poisson (Marechal, 1972; Schneider, 1985).

Schneider apresentou também um conjunto de resultados sobre a variação do coeficiente Poisson a elevadas temperaturas em função da relação entre a tensão instalada no betão e a resistência à compressão do mesmo a 20°C (Figura 2.43).

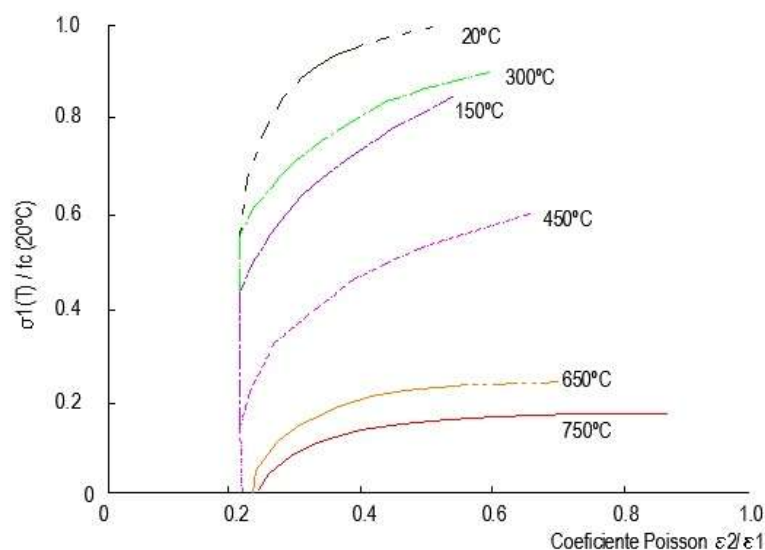


Figura 2.43. Variação do coeficiente Poisson em função do nível força de compressão aplicado (Schneider, 1985)

Da observação da Figura 2.43 verifica-se que o coeficiente de Poisson à temperatura ambiente assume um valor ligeiramente superior a 0,2 e mantém-se constante até 70% da tensão última, enquanto a 450°C é constante apenas até 20% da tensão última. Para valores do coeficiente Poisson superiores a 0,5 os materiais desviam-se do comportamento elástico.

Estudos conduzidos por Hirano et al permitiram determinar a evolução do coeficiente Poisson de um betão com agregados areníticos em função do número de dias de aquecimento. Nestes estudos utilizaram-se provetes selados e não selados sujeitos a uma temperatura de aquecimento de 175°C. A Figura 2.44 apresenta os resultados obtidos (Hirano et al, 2005).

Os autores verificaram uma inconstância dos valores do coeficiente Poisson em função da temperatura. Constataram uma diminuição do coeficiente de Poisson até cerca dos sete dias de aquecimento, situação que se inverteu para períodos mais longos de aquecimento, uma vez que se verificou o aumento do valor. Os autores observaram ainda a influência da selagem do provete: a partir dos três dias de aquecimento o coeficiente Poisson apresenta valores superiores para o caso de provetes selados.

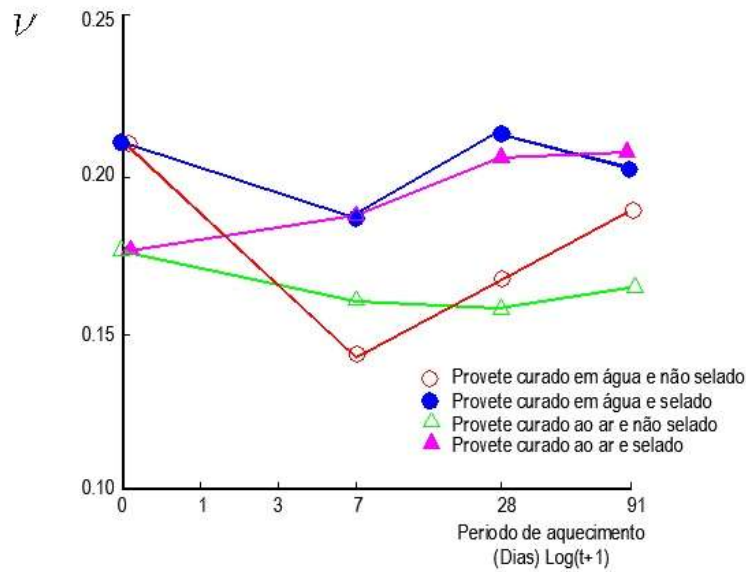


Figura 2.44. Variação do coeficiente Poisson do betão em função do número de dias de aquecimento (Hirano et al, 2005)

Lau e Anson apresentaram também os resultados dos seus estudos para o coeficiente de Poisson em função da temperatura (Figura 2.45).

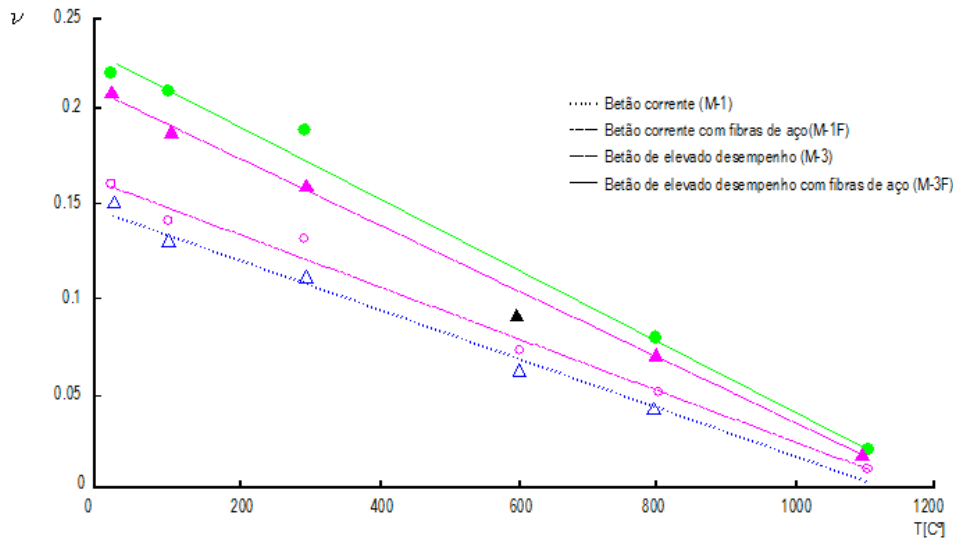


Figura 2.45. Variação do coeficiente Poisson em função da temperatura do betão corrente e de elevado desempenho com e sem adição de fibras de aço (Lau e Anson, 2006)

Os referidos estudos utilizaram betão corrente e betão de elevado desempenho. Testaram também o efeito da adição de 1% de fibras de aço em ambos os betões. Os autores verificaram, de acordo com a Figura 2.45, uma descida mais acentuada do coeficiente Poisson em função da temperatura para os betões de elevado desempenho (M-3 e M-3F). Constataram

ainda que a influência da adição de fibras de aço mostra-se pouco relevante (Lau e Anson, 2006).

## 2.10 Considerações Finais

O texto apresentado descreve o efeito da temperatura no material betão. O betão é um material complexo e heterogéneo que quando sujeito a elevadas temperaturas sofre transformações nas propriedades mecânicas e térmicas.

O facto de o betão ser um material composto por diversos materiais com características térmicas muito específicas faz com que, quando sujeito a elevadas temperaturas, ocorram mudanças físico-químicas na pasta de cimento e nos agregados e alguma incompatibilidade térmica entre estes (valores de coeficientes de dilatação térmica diferentes) que provocam movimentos térmicos diferenciais no betão, conduzindo à degradação das suas propriedades térmicas e mecânicas.

O estudo da evolução das propriedades térmicas do betão permite concluir que propriedades como o calor específico, a difusividade térmica, a condutividade térmica e o coeficiente de dilatação térmica diminuem à medida que a temperatura aumenta. Esta relação de diminuição das propriedades térmicas com a temperatura é verificada tanto no betão corrente como no betão de elevado desempenho.

No âmbito das propriedades mecânicas, as alterações sofridas no betão ocorrem ao nível macro e micro estrutural, surgindo deformações profundas e/ou *spalling* que conduzem à diminuição da secção resistente, à fissuração e, conseqüentemente, à perda da sua capacidade resistente.

Neste sentido tanto o betão corrente como o de elevado desempenho sofrem uma diminuição da sua capacidade resistente em situação de incêndio, todavia o betão de elevado desempenho apresenta uma maior redução da resistência e uma maior sensibilidade para o surgimento de *spalling* ou mesmo *spalling* explosivo quando submetido ao aumento brusco da temperatura. A maior frequência com que o *spalling* ocorre no betão de elevado desempenho é justificada pela baixa relação A/C que torna a matriz muito compacta impedindo a libertação dos vapores formados durante o aquecimento.

O estudo das propriedades mecânicas residuais do betão é essencial para avaliar a evolução da fissuração após ciclo de aquecimento/arrefecimento. As variáveis determinantes na redução da capacidade resistente residual do betão são o tipo de cimento, o tipo e tamanho dos agregados, a composição química da água, o nível de carregamento do betão e o processo de arrefecimento aplicado. Destas variáveis, as mais significativas no aparecimento da fissuração são o tipo de agregado, o carregamento a que o betão esteve sujeito e o processo de arrefecimento.

Deste modo, os diversos estudos realizados para estudar os efeitos das altas temperaturas nas propriedades térmicas e mecânicas do betão conduziram a conclusões semelhantes: sob o efeito de altas temperaturas a resistência do betão diminui e desenvolvem-se condições propícias para o surgimento do *spalling* – nomeadamente no betão de elevado desempenho.

### 3 ESTUDO EXPERIMENTAL

O objetivo deste trabalho experimental passa por contribuir para o aprofundamento do conhecimento das propriedades mecânicas residuais após incêndio dos betões usados normalmente na construção civil de forma a poder-se prever a capacidade resistente residual das estruturas de betão. Se, por um lado, já são suficientemente conhecidas as propriedades mecânicas do betão a altas temperaturas, por outro lado, falta um trabalho de investigação sistemático das propriedades mecânicas residuais. A degradação das propriedades mecânicas do betão é indissociável da diminuição da capacidade resistente dos elementos. Considera-se fundamental caracterizar a resistência mecânica dos elementos após incêndio para posteriormente selecionar, com maior segurança, o método de reparação mais apropriado para os elementos.

Para determinar a sua resistência residual à compressão foram realizados ensaios em provetes de betão convencional submetidos a um ciclo de aquecimento/arrefecimento. Pretendeu-se com estes ensaios testar diferentes formas de arrefecimento, nomeadamente o arrefecimento lento ao ar, simulando a situação de incêndios extintos de forma natural, e o arrefecimento brusco com água, simulando a ação dos bombeiros no combate ao incêndio.

Foram também realizados ensaios de tração direta, ensaios de tração por compressão diametral, ensaios à flexão, ensaios do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em provetes de betão submetidos a ciclos de aquecimento/arrefecimento de forma a determinar a sua resistência residual à tração, à flexão e o módulo de elasticidade residual. Tal como os ensaios anteriores testaram-se os dois processos de arrefecimento em estudo.

No presente capítulo, apresentam-se as principais propriedades do betão selecionadas para a realização do estudo experimental, bem como os procedimentos empregues nos ensaios adotados para caracterizar o seu comportamento. Os betões foram selecionados considerando exclusivamente os de utilização generalizada nas obras convencionais, tendo em conta a sua corrente disponibilidade no mercado. Assim, para o estudo considerou-se um betão de agregados calcários e um betão de agregados graníticos, dado serem os mais usados na construção civil nacional.

As condições de extinção do incêndio, a temperatura atingida e o nível de carregamento são parâmetros que influenciam as propriedades mecânicas do betão. Com o objetivo de contribuir para um conhecimento mais preciso neste domínio, procedeu-se à definição de um programa experimental para caracterizar o comportamento de um betão constituído por

agregados calcários e outro constituído por agregados graníticos, quando submetidos a diferentes modos de arrefecimento, a diferentes níveis de carregamento e de temperatura. Decidiu-se estudar o betão constituído por agregados calcários e o betão constituído por agregados graníticos porque, por um lado, a extração destes agregados é comum em Portugal e, por outro lado, são os mais utilizados no fabrico de betão para aplicação em estruturas.

Os procedimentos experimentais comportaram dois momentos: um primeiro momento que pretendeu testar a resistência residual à compressão do betão e um segundo momento para caracterizar a resistência residual à tração, à flexão e o módulo de elasticidade do betão após aquecimento seguido de arrefecimento.

Para proceder ao estudo da resistência residual do betão testaram-se, como já foi referido, dois processos de arrefecimento: o arrefecimento ao ar e o arrefecimento por jacto de água. Os provetes foram submetidos a um ciclo de aquecimento/arrefecimento sob carregamento constante e igual a uma percentagem do valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão à temperatura ambiente ( $0,3$  e  $0,7f_{cd}$ ), sendo depois submetidos ao ensaio.

Pretende-se neste capítulo descrever as diferentes fases do trabalho experimental e apresentar os diferentes ensaios realizados. Além da natural referência às normas utilizadas, houve o especial cuidado de descrever de uma forma exaustiva os procedimentos experimentais.

### 3.1 Plano e Métodos

O trabalho experimental realizou-se em três fases que se descrevem em seguida.

Na primeira fase procedeu-se à preparação de todo o material necessário para a realização dos ensaios, obtenção de agregados a serem incorporados, bem como areia e cimento. Os agregados foram armazenados em quantidades previamente calculadas. Seguidamente procedeu-se à caracterização dos agregados que foram empregues no fabrico do betão, tendo por base a análise granulométrica, de acordo com as normas NP EN 933-1 (NP EN 933-1, 2000) e NP EN 933-2 (NP EN 933-2, 1999).

A segunda fase experimental teve por objetivo avaliar os diferentes tipos de betões fabricados sob o ponto de vista do desempenho mecânico e da deformabilidade. Para o efeito realizaram-se diversos ensaios. Assim, em relação ao betão endurecido foram efetuados ensaios de resistência à compressão aos 28 dias, de acordo com a norma NP EN 12390-3 (NP EN 12390-3, 2003); resistência à tração direta; resistência à tração por compressão diametral, de acordo com a norma NP EN 12390-6 (NP EN 12390-6, 2003); resistência à flexão, de acordo com a norma NP EN 12390-5 (NP EN 12390-5, 2009) e módulo de elasticidade aos 28 dias, de acordo com a especificação LNEC E 397 (LNEC E 397, 1993).

A última fase do trabalho experimental foi reservada à avaliação do comportamento do betão quando exposto a diferentes níveis de temperatura máxima (300, 500, 700°C) e a diferentes níveis de tensão de compressão ( $0,3f_{cd}$  e  $0,7f_{cd}$  sendo  $f_{cd}$  o valor de cálculo da resistência à compressão do betão à temperatura ambiente). Foram realizados três ensaios por cada combinação de parâmetros. Este número de ensaios considerou-se suficiente e útil para permitir a despistagem do surgimento de alguma anomalia no decorrer dos ensaios e, deste modo, garantir que os resultados sejam fidedignos e representativos da resistência de todo o elemento betão.

No Quadro 3.1, apresentam-se resumidamente os ensaios realizados no betão à temperatura ambiente, bem como os ensaios realizados após ciclo aquecimento/arrefecimento.

Quadro 3.1 – Plano de ensaios

Ensaio residual	Forma e dimensões do provete [mm]	Nível de carregamento	Temperatura [°C]
Resistência à compressão	Cúbico, 150	-	20
Resistência à compressão	Cilíndrico, 75:200 ( $\varnothing:d_2$ )	$0,3f_{cd}$	20, 300, 500, 700
		$0,7f_{cd}$	20, 300, 500, 700
Resistência à tração direta	Cilíndrico, 75:200 ( $\varnothing:d_2$ )	-	20, 300, 500, 700
Resistência à tração por compressão diametral	Cilíndrico, 150:300 ( $\varnothing:d_2$ )	-	20, 300, 500, 700
Resistência à flexão	Prismático, 150:600 ( $d_1:d_2$ )	-	20, 300, 500, 700
Módulo de elasticidade	Cilíndrico, 150:300 ( $\varnothing:d_2$ )	-	20, 300, 500, 700

### 3.2 Composições dos Betões

O betão é uma mistura ponderada de cimento, agregados grossos e finos e água, com ou sem a incorporação de adjuvantes e adições, desenvolvendo-se as suas propriedades aquando da hidratação do cimento (vulgarmente designada por presa). Dependendo dos materiais e da ponderação utilizada na mistura, bem como da técnica de execução da mesma, é possível obter uma diversidade de betões com diferentes níveis de desempenho, durabilidade e economia.

Optou-se por fazer os betões com base nas curvas de referência de Faury. Para obter um betão comum, foi realizada a betonagem no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. As quantidades de cimento e

agregados utilizados em cada amassadura foram verificados por meio de pesagem. As quantidades de água e superplastificante foram determinadas por medição de volume. A mistura de componentes foi feita com o auxílio de uma betoneira elétrica de eixo vertical.

Em cada amassadura foram retirados três cubos de 150mm de aresta para a determinação da resistência à compressão ( $f_c$ ) e controlo de qualidade. Após a betonagem, os provetes foram curados em câmara húmida, durante 28 dias, sujeitos a condições de temperatura (20°C) e humidade (95%) controladas.

Nos procedimentos experimentais realizados foram analisadas duas composições de betão, uma constituída por agregados calcários e outra por agregados graníticos. Nesta decisão pesou o facto de, nas obras de construção civil em Portugal, estes tipos de agregados serem os mais usados.

As composições do betão quer com agregados calcários, quer com agregados graníticos utilizaram cimento Portland (CEM) tipo II/A-L 42,5R (composição química:  $SO_3 \leq 4\%$  e  $Cl \leq 0.10\%$ ; resistência à compressão: 2 dias - 20MPa e 28 dias - 42.5MPa), superplastificante (SP) SIKA (Sikament®195R) e quatro tipos de agregados: areia fina (A1), areia grossa (A2), Brita 1 (B1) com a dimensão máxima de 12,7mm e Brita 2 (B2) com a dimensão máxima de 19,1mm. A utilização do cimento Portland tipo II/A-L 42,5R deveu-se essencialmente ao facto de apresentar uma taxa de desenvolvimento de calor limitada, pelo que é considerado um cimento de moderado calor de hidratação. Pesou ainda nesta decisão a sua composição química a qual tem a adição de filler calcário que atua como corretor granulométrico dos finos, apresentando-se favorável relativamente a algumas propriedades do betão, tais como a densidade, a permeabilidade, a capilaridade, a trabalhabilidade, entre outras.

Os betões são maioritariamente constituídos por agregados, sendo por isso fundamental conhecê-los tão exaustivamente quanto possível, dado que a sua geometria (forma e tamanho das partículas), bem como a sua resistência, porosidade e pureza influenciam o desempenho final dos betões. A análise granulométrica tem por objetivo a quantificação estatística das diferentes dimensões e correspondentes frações das partículas constituintes de cada um dos agregados a serem incorporados (areias e agregados).

A realização da análise granulométrica seguiu a metodologia e princípios descritos na norma NP EN 933-1 (NP EN 933-1, 2000). Associada a esta norma encontra-se a NP EN 933-2 (NP EN 933-2, 1999), na qual são especificadas as dimensões nominais das aberturas, formato da tela de arame e chapas perfuradas dos peneiros de ensaio a utilizar na análise granulométrica.

Salienta-se a importância determinante que tem, do ponto de vista da qualidade, a granulometria dos sólidos de um betão: permite obter um betão compacto, resistente e fácil de trabalhar, com o menor número de vazios. Não se pode descurar que a finalidade dos estudos



granulométricos é procurar a maior compacidade compatível com a dosagem, ainda que a influência do efeito dos moldes (efeito de parede) seja também condicionante. É necessário verificar a não ocorrência do efeito de parede o qual, segundo Faury (Coutinho, 1988), não ocorre caso a dimensão máxima dos agregados não exceda em 1/3 o raio médio do molde (R), ou seja:

$$D_{\text{máx}} = \frac{4}{3}R \quad (3.1)$$

Sendo que o raio médio do molde é igual a:

$$R = \frac{\text{volume a encher de betão}}{\text{superfície confinante do volume de betão}} \quad (3.2)$$

Como se pode constatar no Quadro 3.1, os moldes de menores dimensões utilizados neste estudo são cilindros de 75mm de diâmetro e 200mm de altura. Deste modo obtém-se:

$$R = \frac{0,8836 \times 10^{-3}}{0,05595963} = 15,79\text{mm} \quad (3.3)$$

$$D \leq \frac{4}{3} \times 15,79 \approx 21,05\text{mm} \quad (3.4)$$

Conclui-se que o agregado de maiores dimensões passa sem segregação entre as paredes do molde e sem a criação de espaços vazios, não ocorrendo o fenómeno de efeito de parede.

### 3.2.1 Betão com agregados calcários

Para todos os agregados foram efetuados ensaios de caracterização com o objetivo de determinar as respetivas granulometrias. Os resultados obtidos nos ensaios efetuados são apresentados no anexo I, assim o Quadro AI.1 apresenta a distribuição granulométrica dos agregados calcários e a Figura AI.1 ilustra a curva granulométrica dos agregados.

As dosagens dos agregados utilizados na produção do betão foram determinadas pelo método de Faury, atendendo à granulometria dos mesmos. O cimento utilizado foi o cimento Portland Normal (Tipo II) tendo-se recorrido a cimento da classe 42,5 para a produção de um betão mais resistente. No fabrico do betão foi ainda utilizado superplastificante Sikament®195R, na dosagem 1,1litro/100 kg de cimento, seguindo a indicação do fabricante. A dosagem de água dependeu de diversos fatores, nomeadamente a dimensão máxima do agregado a utilizar.

O Quadro 3.2 resume as quantidades de agregados, cimento, água e adjuvantes utilizados na composição do betão calcário e a Figura 3.1 apresenta fotograficamente os agregados calcários.

Quadro 3.2 – Composição do betão com agregados calcários (BC) por m<sup>3</sup>

Composição do betão calcário	CEM [kg]	Água [dm <sup>3</sup> ]	SP [dm <sup>3</sup> ]	A1 [kg]	A2 [kg]	B1 [kg]	B2 [kg]	A/C
BC	300	166	3,30	364	495	505	377	0,56



Figura 3.1. Fotografia dos agregados calcários

### 3.2.2 Betão com agregados graníticos

No Quadro 3.3 apresenta-se a composição do betão granítico e na Figura 3.2 apresenta-se a imagem dos agregados graníticos.

Quadro 3.3 – Composição do betão com agregados graníticos (BG) por m<sup>3</sup>

Composição do betão granítico	CEM [kg]	Água [dm <sup>3</sup> ]	SP [dm <sup>3</sup> ]	A1 [kg]	A2 [kg]	B1 [kg]	B2 [kg]	A/C
BG	320	165	3,20	310	511	617	459	0,52



Figura 3.2. Fotografia dos agregados graníticos

Os agregados usados na composição do betão granítico apresentavam as mesmas dimensões que os agregados calcários. Utilizaram-se duas areias e duas britas de granito, com uma dimensão máxima de 19,1mm. A limitação da dimensão máxima dos materiais utilizados foi imposta com o objetivo de garantir o comportamento homogéneo do material. Para o efeito teve-se em conta a dimensão dos provetes uma vez que quanto maior for o valor da máxima dimensão do agregado, maior será o índice de vazios e, conseqüentemente, maiores serão o

efeito de parede e a dificuldade de vibração do betão. No anexo 1, o Quadro AI.2 apresenta a distribuição granulométrica destes agregados e a Figura AI.2 mostra a respetiva curva granulométrica.

### 3.2.3 Propriedades mecânicas de referência dos betões

Com o objetivo de determinar a capacidade resistente dos diferentes betões sob tensão uniforme de compressão, os betões em estudo foram submetidos ao ensaio de compressão uniaxial. Este objetivo foi conseguido levando os provetes até à rotura, registando a carga última a que resistem.

O valor da resistência à compressão foi calculado através do quociente entre a força máxima atingida no ensaio e a área da secção transversal do provete em contacto com os pratos da prensa que aplica a força de compressão. A metodologia de ensaio seguiu as indicações da norma NP EN 12390-3 (NP EN 12390-3, 2003). Os aspetos relativos à geometria e dimensões dos provetes de ensaio encontram-se descritos na NP EN 12390-1 (NP EN 12390-1, 2003). Relativamente à execução e cura dos provetes de ensaio, os métodos encontram-se especificados na NP EN 12390-2 (NP EN 12390-2, 2003).

Este ensaio foi realizado em provetes cúbicos de 150mm de aresta. Os provetes foram mantidos durante 24 horas na zona de betonagem, ou seja, em ambiente de laboratório, de modo a adquirirem endurecimento suficiente (presa) para poderem ser descofrados e transportados até à zona de cura. O período de cura foi de 28 dias. Os resultados dos ensaios de compressão após cura, realizados para determinar a classe de resistência do betão de acordo com a NP EN 206-1 (NP EN 206-1, 2007), são apresentados no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Resultados dos ensaios de compressão do betão com agregados calcários (BC) e com agregados graníticos (BG)

Tipo de betão	$f_c$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	Classe de resistência
BC	45,4	44,05	C30/37
	43,8		
	43,0		
BG	40,6	40,23	C30/37
	39,4		
	40,7		

### 3.3 Resistência Residual à Compressão

Estes ensaios tiveram por objetivo determinar a resistência residual do betão após aquecimento/arrefecimento. Nestes ensaios foram testados dois tipos de arrefecimento dos provetes. Um conjunto de provetes foi sujeito ao arrefecimento ao ar e um outro conjunto arrefecido por jacto de água. Após o arrefecimento os provetes eram levados até à rotura e registava-se a sua carga última.

### Provetes

Os ensaios foram realizados em provetes cilíndricos com 225mm de altura e 75mm de diâmetro, com uma relação de altura/diâmetro de 3:1, seguindo as recomendações do RILEM TC 200 HTC (RILEM TC 200 HTC, 2005) e o facto da resistência do betão diminuir com o aumento da esbelteza dos provetes condicionando os resultados a obter. Devido a limitações da altura interna do forno, a altura teve de ser posteriormente alterada para 200mm. Para a betonagem usaram-se moldes cilíndricos de esferovite, com 225mm de altura, 30mm de espessura e 75mm de diâmetro interno, especialmente fabricados para o efeito (Figura 3.3).



Figura 3.3. Moldes de poliestireno expandido moldado após betonagem

Os provetes foram mantidos durante 24 horas na zona de betonagem, de modo a adquirirem endurecimento suficiente (presa) para poderem ser desmoldados e transportados até à zona de cura. O período de cura foi de 28 dias.



Figura 3.4. Sistema utilizado na soldadura dos termopares

Os provetes foram providos com cinco termopares tipo K (Cromo-Alumel) com a finalidade de controlar a evolução da temperatura no seu interior. O fio positivo (Cromo) e o fio

negativo (Alumel) que constituem um termopar foram soldados através de mercúrio, o que permitiu obter uma ligação homogênea para a transmissão da temperatura. A Figura 3.4 ilustra o sistema desenvolvido para efetuar a referida soldadura.

A localização dos termopares nos provetes (TA, TB, TC, TD e TE) foi definida tendo por base as recomendações do RILEM TC 200 HTC (RILEM TC 200 HTC, 2005) (Figura 3.5).

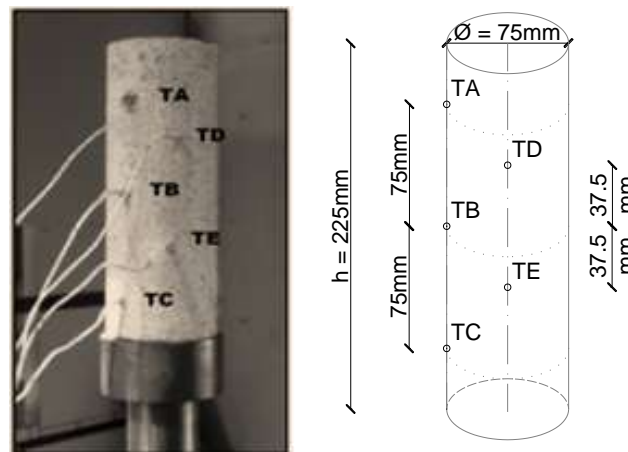


Figura 3.5. Provetes e localização dos termopares

#### Sistema e metodologia de ensaio – arrefecimento ao ar

O sistema de ensaio foi composto por uma máquina universal de tração/compressão Servosis com capacidade de carga de 600kN (a), um forno cilíndrico com uma câmara de aquecimento de 90mm de diâmetro e 300mm de altura (temperatura máxima de 1200°C) (b) e um sistema de aquisição de dados TML TDS-530 (c). Nos ensaios foram registadas as forças, os deslocamentos e as temperaturas nos provetes e no forno (Figura 3.6).

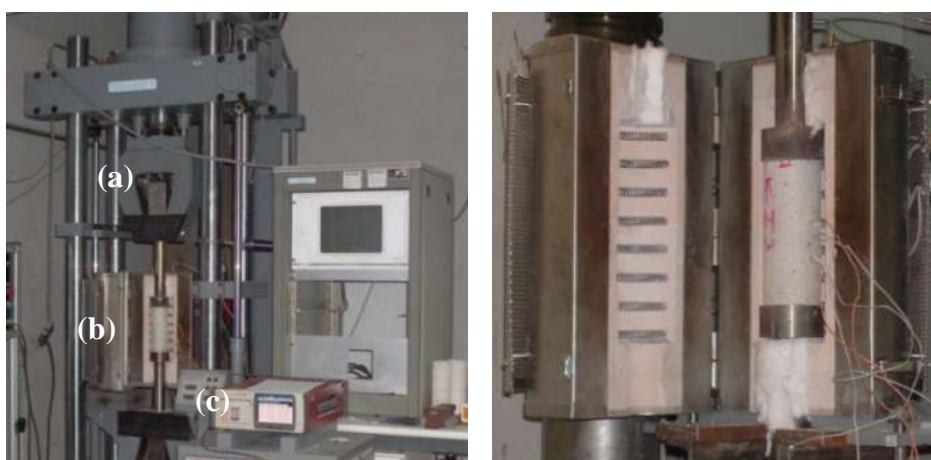


Figura 3.6. Sistema de ensaio - arrefecimento ao ar

O procedimento de ensaio adotado respeitou as recomendações do RILEM TC 200 HTC (RILEM TC 200 HTC, 2005). O provete foi submetido a um nível de carregamento de  $0,3f_{cd}$  ou  $0,7f_{cd}$ , o qual foi mantido constante durante o processo de aquecimento/arrefecimento. Quando se atingiu o nível de carregamento pretendido, o provete era aquecido a uma taxa de  $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$ , até ser obtido o nível de temperatura desejado. Foram testados três níveis de temperatura máxima ( $300^{\circ}\text{C}$ ,  $500^{\circ}\text{C}$  e  $700^{\circ}\text{C}$ ). Foram também testados provetes à temperatura ambiente para controlo do betão.

Considerou-se atingido o nível de temperatura desejado quando a temperatura média nos três termopares superficiais do provete em estudo igualava a temperatura do forno. A máxima diferença da temperatura axial entre cada uma das três leituras da temperatura superficial não podia exceder  $1^{\circ}\text{C}$  aos  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $5^{\circ}\text{C}$  aos  $100^{\circ}\text{C}$  e  $20^{\circ}\text{C}$  aos  $700^{\circ}\text{C}$ . O provete era mantido a esta temperatura durante uma hora para estabilização. Após a estabilização da temperatura, abria-se o forno lentamente deixando o provete arrefecer ao ar. Quando o provete atingia a temperatura ambiente (cerca de  $20^{\circ}\text{C}$ ), realizava-se o ensaio de compressão. A carga era incrementada a uma taxa de  $0,25\text{kN}/\text{s}$  até se atingir a rotura do provete.

#### Sistema e metodologia de ensaio – arrefecimento por jacto de água

O procedimento de ensaio utilizado foi idêntico ao anteriormente descrito para os ensaios com arrefecimento ao ar, apresentando apenas diferenças inerentes ao processo de arrefecimento. Deste modo, quando os provetes atingiam o nível de temperatura desejado, o forno era aberto, deslocado para trás, e procedia-se ao arrefecimento dos provetes por jatos de água. O caudal de água aplicado foi de  $3,9 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{s}$  e a pressão de  $3,5 \times 10^5 \text{Pa}$  (Figura 3.7).



Figura 3.7. Sistema de ensaio - arrefecimento por jacto de água

#### Evolução da temperatura

A Figura 3.8 mostra a evolução da temperatura no interior do forno, ao nível do seu termopar superior e inferior, nos ensaios realizados a diferentes níveis de temperatura máxima ( $300$ ,

500 e 700°C). Da análise da figura verifica-se que a sonda localizada na parte superior do forno registou valores similares aos existentes na parte inferior do forno, em todos os ensaios. Assim, a temperatura no interior do forno manteve-se bastante uniforme durante os ensaios, pois as curvas de temperatura inferior e superior são praticamente coincidentes.

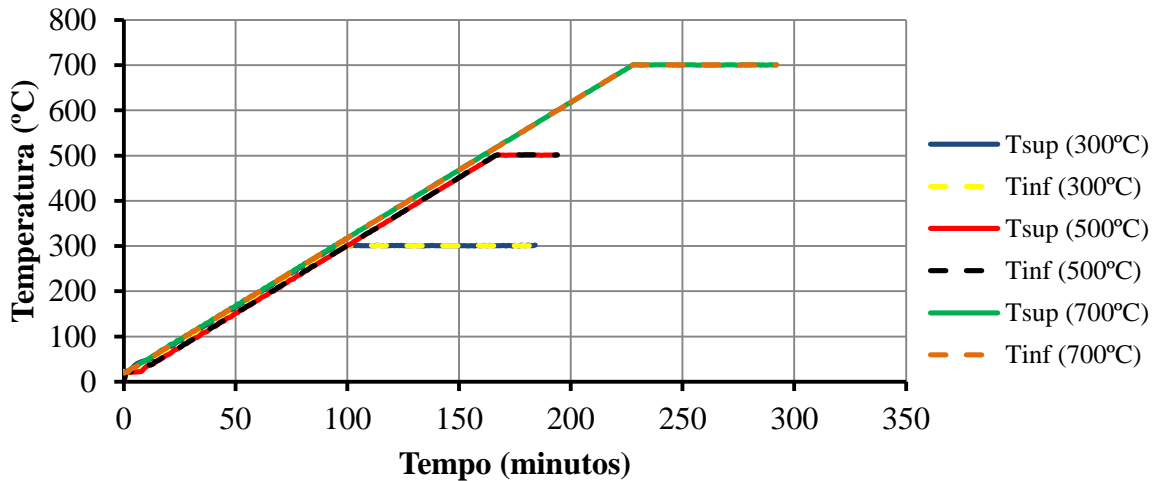


Figura 3.8. Evolução da temperatura no interior do forno para os níveis de temperatura em estudo

As Figuras 3.9 a) e b) apresentam, a título de exemplo, a evolução da temperatura nos termopares do provete para o nível de temperatura de 500°C, com arrefecimento ao ar. A Figura 3.9 a) representa o nível de carregamento de  $0,3f_{cd}$  e a Figura 3.9 b) representa o nível de carregamento de  $0,7f_{cd}$ .

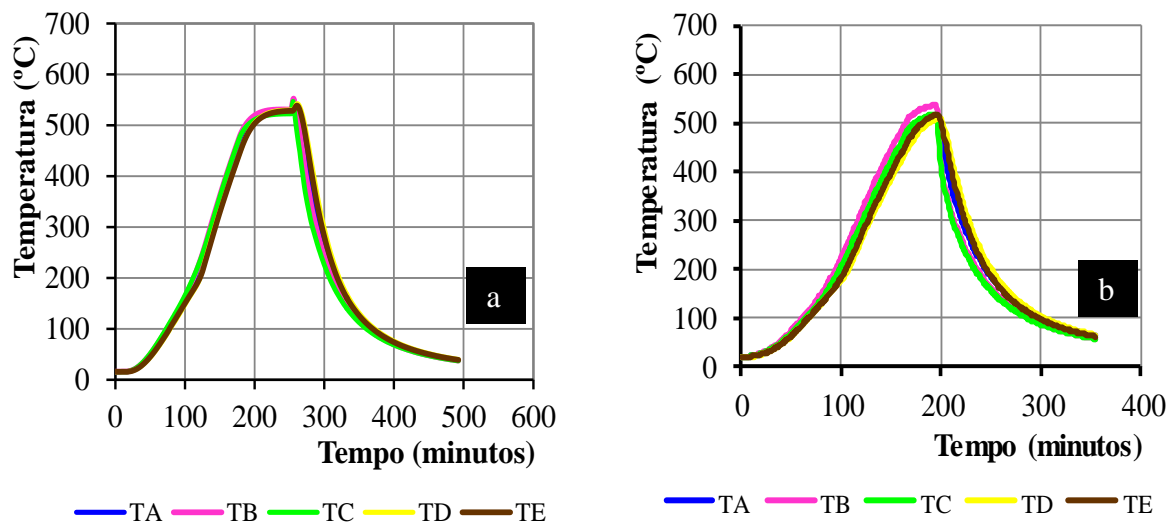


Figura 3.9. Evolução da temperatura no provete BC – arrefecimento ao ar. a)  $0,3f_{cd}$ ; 500°C. b)  $0,7f_{cd}$ ; 500°C

A fase de aquecimento demorou cerca de três horas e o arrefecimento cerca de quatro horas. Durante o aquecimento, como se pode observar, os termopares não apresentaram grandes diferenças de temperatura. No período de estabilização as temperaturas foram muito próximas. Na fase de arrefecimento os termopares superficiais do provete (TA, TB e TC) registaram uma maior queda que os termopares interiores (TD e TE), tal como era de esperar.

As Figuras 3.10 a) e b) mostram a evolução das temperaturas registadas pelos termopares do provete para a série dos 500°C, com arrefecimento por jacto de água. A fase de arrefecimento foi muito rápida, cerca de dez minutos (aproximadamente 50°C/min). Na fase de aquecimento os termopares interiores registaram menores temperaturas que os exteriores, enquanto na fase de arrefecimento passou-se precisamente o contrário.

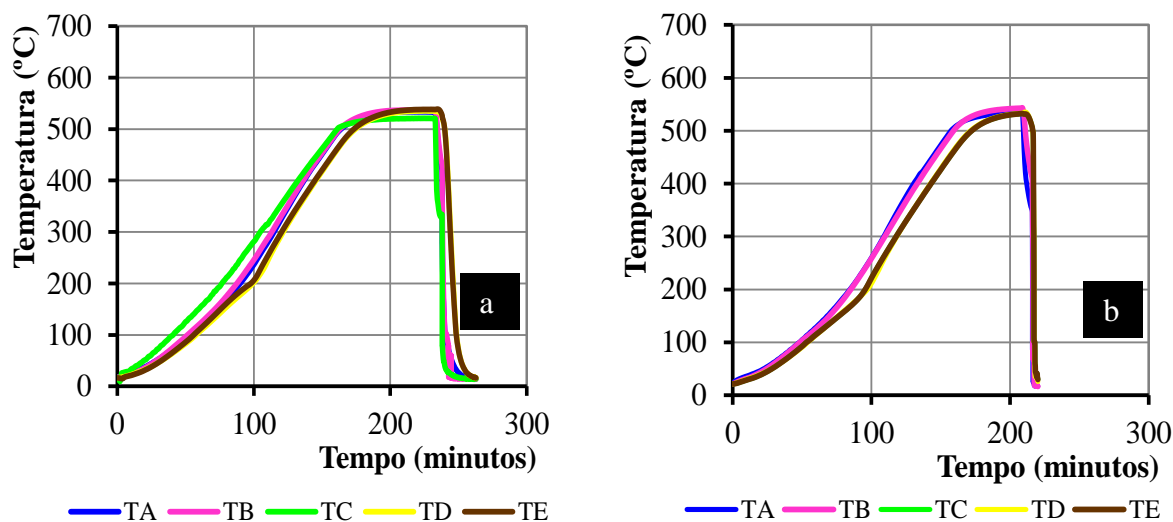


Figura 3.10. Evolução da temperatura no provete BC – arrefecimento por jato de água. a) 0,3f<sub>cd</sub>; 500°C. b) 0,7f<sub>cd</sub>; 500°C

As Figuras 3.11 a) e b) mostram graficamente a evolução da temperatura nos provetes de betão granítico, apenas para a série de 0,3f<sub>cd</sub>, nível de temperatura 500°C, com arrefecimento ao ar e por jato de água. Todos os provetes submetidos a um nível de carregamento de 0,7f<sub>cd</sub> sofreram rotura durante o processo de aquecimento não tendo sido possível ensaiar os mesmos à compressão.



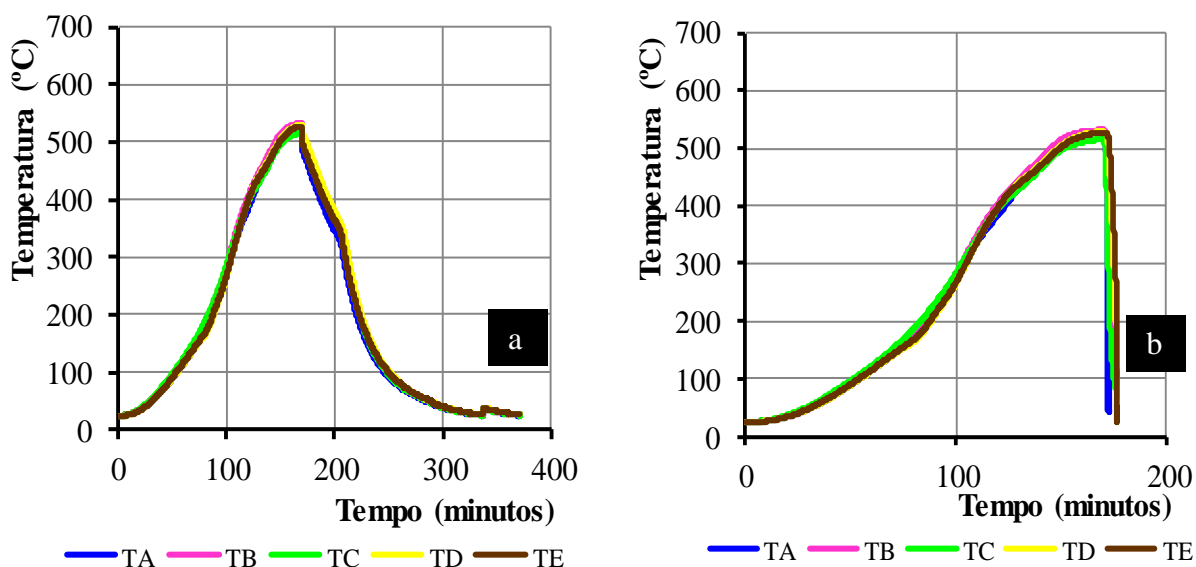


Figura 3.11. Evolução da temperatura no provete BG – série de  $0,3f_{cd}$ ;  $500^{\circ}\text{C}$ . a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água

Da análise das curvas de temperatura registadas através dos termopares pode observar-se que não houve gradientes significativos de temperatura, tendo-se verificado uma boa uniformidade da temperatura no interior do provete. Este facto pode dever-se à boa exposição térmica a que o provete esteve sujeito no forno cilíndrico e ao facto da taxa de aquecimento ser somente de  $3^{\circ}\text{C}/\text{minuto}$ .

Apresenta-se no anexo II a evolução da temperatura nos provetes para os níveis de temperatura de  $300^{\circ}\text{C}$  e  $700^{\circ}\text{C}$ .

A Figura 3.12 apresenta a evolução da temperatura nos provetes ao longo da secção vertical para a série de ensaios de  $700^{\circ}\text{C}$ . A análise da figura permite verificar que o provete em termos de altura não apresenta grandes variações térmicas. Na fase de aquecimento os termopares interiores registaram temperaturas inferiores aos termopares superficiais e estes registaram temperaturas ligeiramente superiores à temperatura máxima de ensaio. Tal facto pode dever-se à própria composição do betão (tipo de agregado) ou à emissividade do provete de betão.

A Figura 3.13 permite verificar que, para o caso de arrefecimento ao ar, no início do processo de arrefecimento a superfície do provete arrefece mais rapidamente do que o interior do provete e os termopares colocados na parte inferior do provete também apresentam um arrefecimento mais rápido do que os colocados na parte superior. Estes gradientes térmicos não se verificam para as fases mais avançadas do processo de arrefecimento. Nos primeiros

90min de arrefecimento, a velocidade média de redução da temperatura foi de cerca de 7°C/min.

Situação similar se verificou para o caso de arrefecimento por jato de água, ainda que num curto intervalo de tempo (Figura 3.14). Nos primeiros 5min de arrefecimento, a velocidade média de redução da temperatura foi de cerca de 130°C/min.

Os gradientes térmicos que existem no betão durante a fase de arrefecimento são responsáveis pela fissuração com a conseqüente degradação da sua resistência mecânica. Esta degradação é obviamente maior quanto maior forem os gradientes térmicos e taxa de arrefecimento do betão.

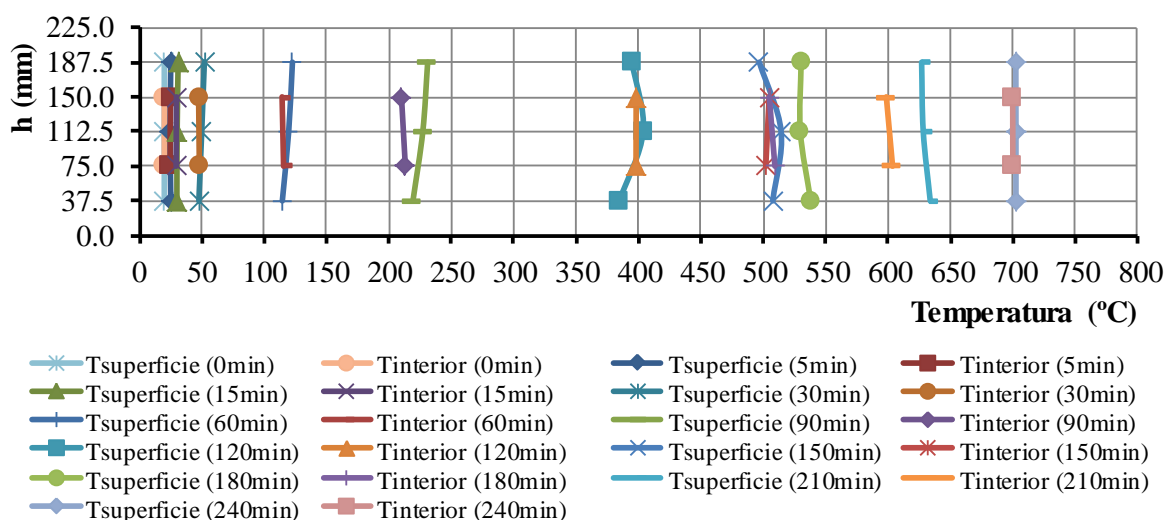


Figura 3.12. Evolução da temperatura em altura no provete – fase de aquecimento

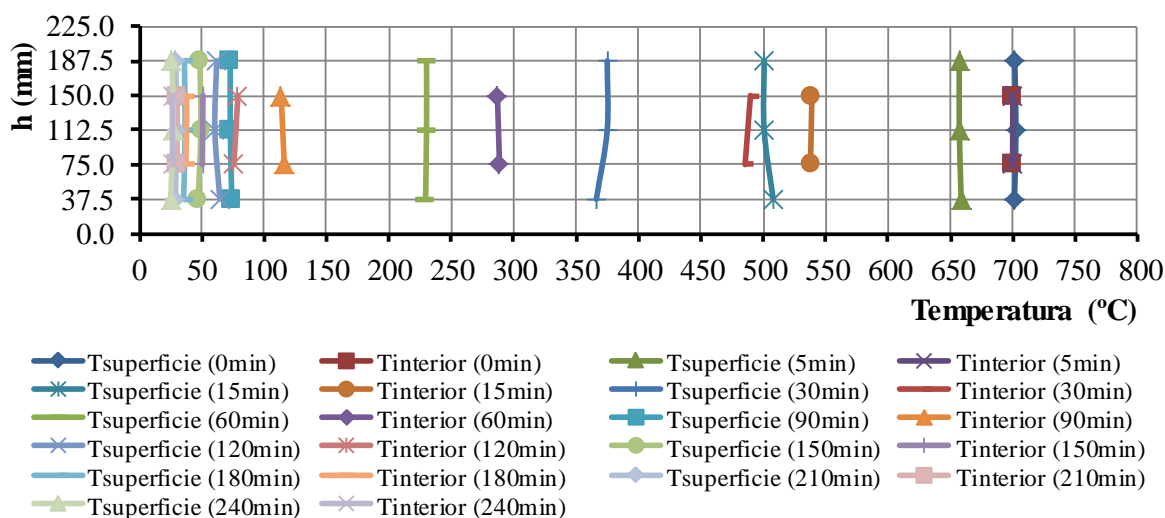


Figura 3.13. Evolução da temperatura em altura no provete – arrefecimento ao ar

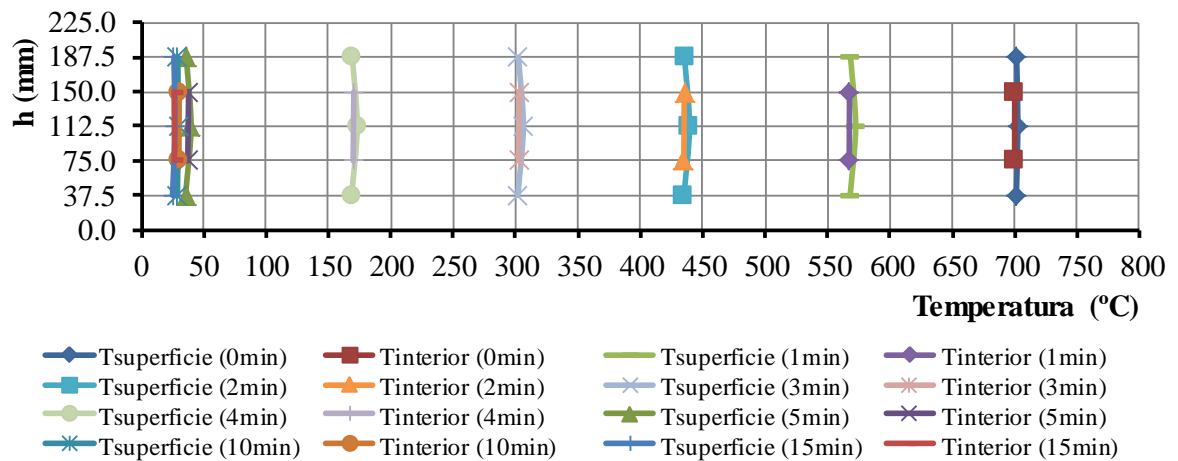


Figura 3.14. Evolução da temperatura em altura no provete – arrefecimento por jato de água

### Resultados para a resistência residual à compressão

Para uma análise mais rigorosa dos resultados experimentais apresentam-se, nos Quadros 3.5 e 3.6, o resumo dos valores da resistência à compressão residual dos provetes ensaiados após ciclo aquecimento/arrefecimento e a relação entre esta resistência e a obtida nos ensaios realizados à temperatura ambiente.

No anexo II.3 pode-se observar o registo fotográfico da rotura sofrida pelos provetes após a realização do ensaio de resistência residual à compressão.

Quadro 3.5 – Resultados da resistência residual à compressão – Betão Calcário

	Nível de carregamento	Temperatura (°C)	f <sub>c(T)</sub> (MPa)		Desvio padrão	$\frac{f_{c(T)}}{f_{c(20^{\circ}\text{C})}}$
Arrefecimento ao ar	-	20	36,67	37,75	1,10	1,00
			38,86			
			37,71			
	0,3f <sub>cd</sub>	300	33,88	32,05	2,40	0,85
			32,93			
			29,33			
		500	20,16	20,93	0,67	0,55
			21,34			
			21,30			
	700	-	(a)	-	0,00	
	0,7f <sub>cd</sub>	300	32,14	32,25	0,65	0,85
			31,65			
			32,94			
		500	27,55	27,55	-	0,73
			(b)			
(b)						
700	-	(c)	-	0,00		
Arrefecimento por jato de água	0,3f <sub>cd</sub>	300	19,30	21,45	3,04	0,57
			23,60			
			(b)			
		500	11,25	11,28	0,05	0,30
	11,32					
	(b)					
	700	-	(d)	-	0,00	
0,7f <sub>cd</sub>	300	-	(d)	-	0,00	
(a) Rotura do provete durante a estabilização da temperatura. (b) Rotura do provete no início da estabilização da temperatura. (c) Rotura do provete durante a fase de aquecimento. (d) Rotura do provete durante o arrefecimento.						

Quadro 3.6 – Resultados da resistência residual à compressão – Betão Granítico

	Nível de carregamento	Temperatura (°C)	f <sub>c(T)</sub> (MPa)		Desvio padrão	f <sub>c(T)</sub> / f <sub>c(20°C)</sub>		
Arrefecimento ao ar	-	20	21,96	23,73	1,81	1,00		
			23,65					
			25,59					
	0,3f <sub>cd</sub>	300	300	26,07	24,61	3,48	1,04	
				20,64				
				27,13				
		500	500	500	20,50	20,28	0,27	0,85
					19,99			
					20,35			
		700	700	700	8,97	9,62	0,92	0,41
					9,21			
					10,67			
		900	900	900	-	(c)	-	0,00
0,7f <sub>cd</sub>	300	300	24,32	24,95	0,90	1,05		
			25,59					
			(a)					
500	500	500	-	(c)	-	0,00		
Arrefecimento por jacto de água	0,3f <sub>cd</sub>	300	17,02	15,28	2,17	0,64		
			12,84					
			15,98					
		500	500	500	9,90	10,97	1,10	0,46
					10,93			
					12,09			
		700	700	700	6,80	6,98	1,10	0,29
					6,98			
					7,18			
	900	900	900	-	(c)	-	0,00	
	0,7f <sub>cd</sub>	300	300	-	(a)	-	0,00	

(a) Rotura do provete durante a estabilização da temperatura.  
(c) Rotura do provete durante a fase de aquecimento.

Na Figura 3.15 apresenta-se a variação da resistência residual à compressão do betão em função da temperatura máxima de exposição, para os níveis de carregamento de 0,3f<sub>cd</sub> e 0,7f<sub>cd</sub>. Constata-se que à temperatura ambiente o betão calcário (BC) apresenta um melhor comportamento que o betão granítico (BG). Verifica-se também que, qualquer que seja o tipo de betão e o nível de carregamento, o arrefecimento por jacto de água é mais prejudicial que o arrefecimento ao ar.

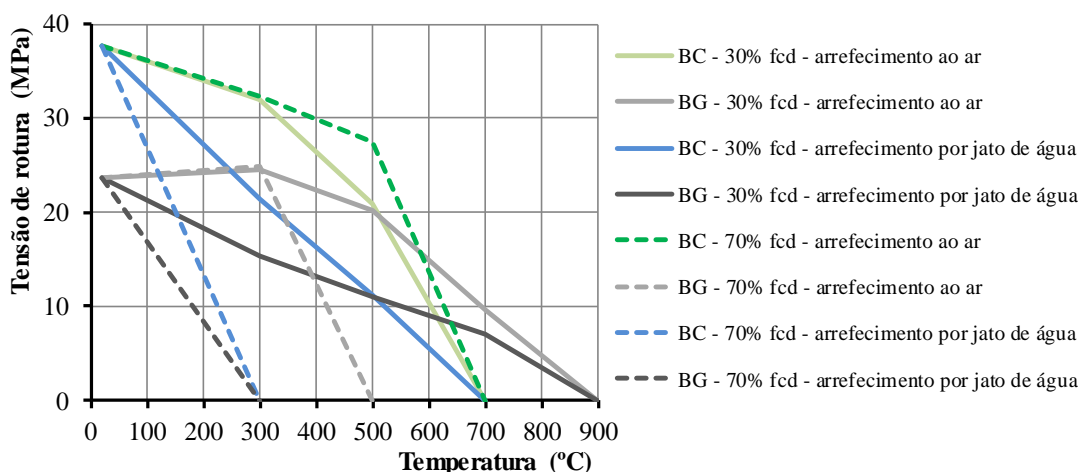


Figura 3.15. Resistência residual à compressão dos betões calcário (BC) e granítico (BG) com a temperatura

Na Figura 3.16 apresenta-se a variação da resistência residual à compressão do betão em função da temperatura máxima de exposição, para níveis de carregamento de  $0,3f_{cd}$  e  $0,7f_{cd}$  e para arrefecimento ao ar e arrefecimento por jacto de água.

Da análise da figura constata-se que o nível de carregamento apenas se mostra favorável no caso do betão calcário (BC) para níveis de temperatura da ordem dos  $500^{\circ}\text{C}$  e para o arrefecimento lento ao ar. Assim, o nível de carregamento não tem grande influência no comportamento do betão calcário (BC) e do betão granítico (BG) aos  $300^{\circ}\text{C}$  e arrefecimento ao ar.

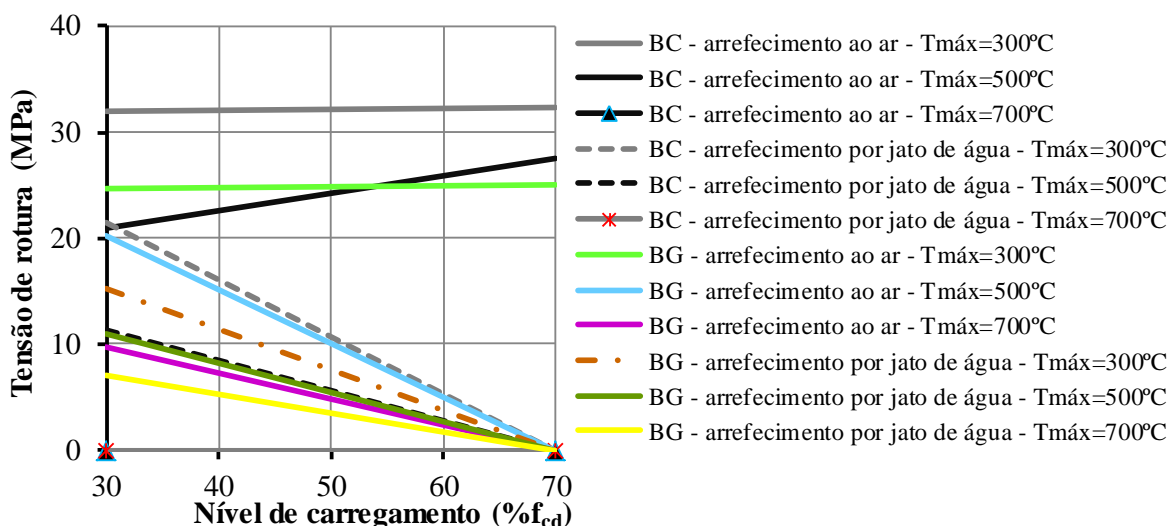


Figura 3.16. Resistência residual à compressão dos betões calcário (BC) e granítico (BG)

A comparação entre o betão calcário e o betão granítico relativamente aos valores da resistência residual à compressão permite verificar, no caso de arrefecimento ao ar, uma diminuição da mesma em função da temperatura máxima a que esteve sujeito. Esta diminuição é semelhante para os níveis de carga considerados até 300°C e para os dois tipos de betões estudados, como se pode constatar pela análise das Figuras 3.17 e 3.18.

No entanto para níveis superiores de temperatura os provetes de betão calcário, submetidos a um nível de carregamento de  $0,3f_{cd}$ , apresentam uma maior redução da resistência residual à compressão. Estes dados permitem concluir que o nível de carga de  $0,7f_{cd}$  é mais favorável para o caso do betão calcário uma vez que permite reduzir a perda de resistência residual à compressão em função da temperatura máxima a que o betão esteve sujeito.

Neste sentido, pode-se afirmar que a natureza dos agregados afeta a degradação do betão. O uso de agregados graníticos, para o arrefecimento ao ar e para o nível de carregamento de  $0,3f_{cd}$ , aumenta em 30% a resistência residual à compressão aos 500°C quando comparado com o uso de agregados calcários, e aumenta em cerca de 40% aos 700°C (Figura 3.17).

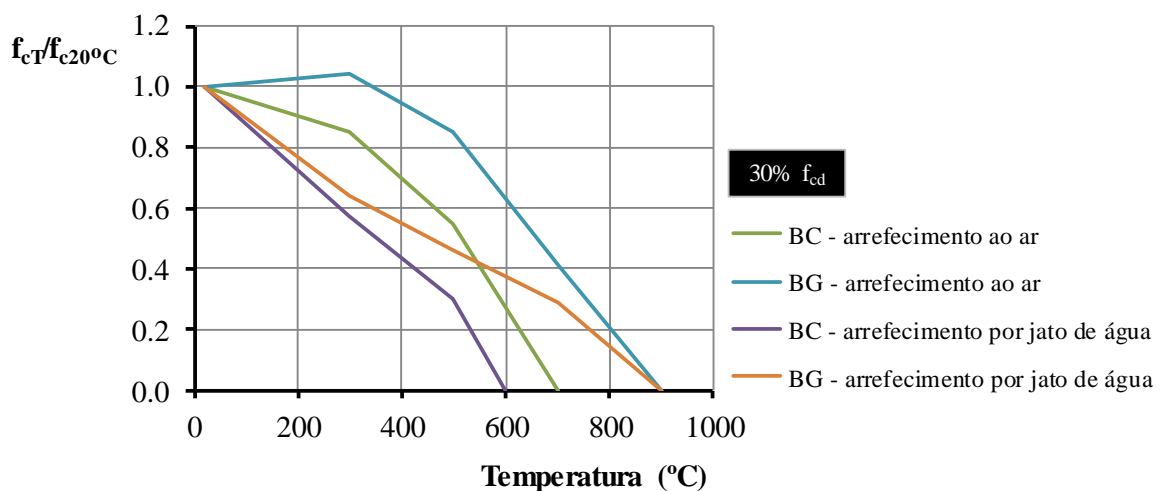


Figura 3.17. Resistência residual à compressão –  $0,3f_{cd}$  – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

A resistência residual à compressão para o nível de carregamento de  $0,7f_{cd}$  e arrefecimento ao ar é substancialmente melhor no caso de agregados graníticos até aos 300°C, situação que se inverte para níveis superiores de temperatura. Aos 500°C e arrefecimento ao ar, o betão calcário ainda apresenta 73% de resistência residual à compressão, enquanto o betão granítico apresenta uma perda total da sua capacidade de carga (Figura 3.18).

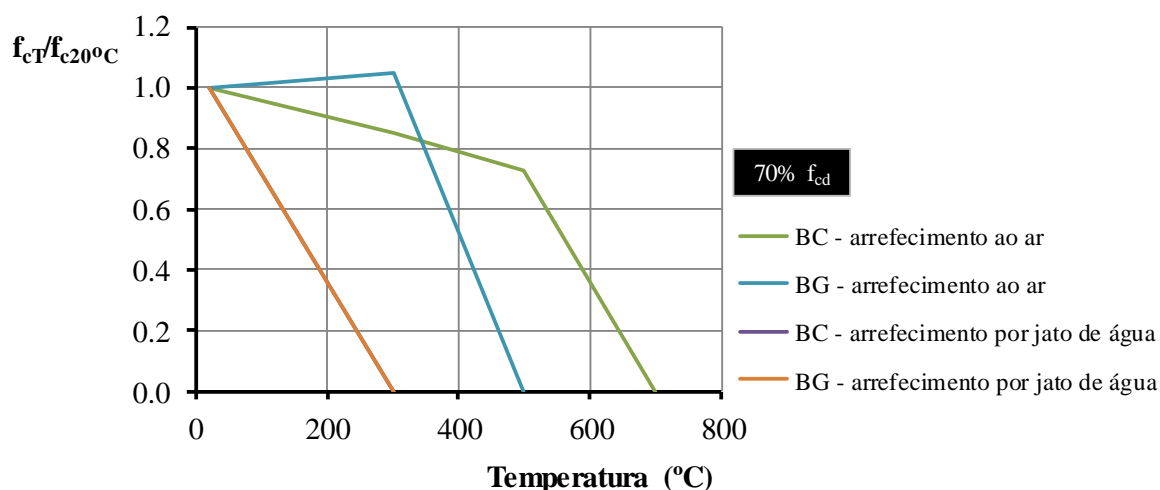


Figura 3.18. Resistência residual à compressão –  $0,7f_{cd}$  – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

A análise das Figuras 3.17 e 3.18 permite ainda concluir que a redução da resistência à compressão residual, na situação de arrefecimento por jato de água, é maior no betão calcário que no betão granítico. Para  $0,3f_{cd}$ ,  $300^{\circ}\text{C}$  e arrefecimento por jato de água, a redução da resistência residual à compressão entre o betão calcário e o betão granítico é de aproximadamente 7%, para  $500^{\circ}\text{C}$  é de 16% e aos  $600^{\circ}\text{C}$  é de 38%.

Todos os provetes submetidos a um nível de carregamento de  $0,7f_{cd}$  sofreram rotura durante o processo de arrefecimento mediante jato de água impossibilitando que os mesmos fossem ensaiados à compressão. Deste modo, no caso de arrefecimento por jato de água, a resistência residual à compressão sofre um decréscimo maior quanto maior é o nível de carregamento.

Note-se que a capacidade de expansão dos agregados desempenha um papel importante na redução da resistência residual à compressão do betão após a exposição a níveis elevados de temperatura. Os resultados dos ensaios experimentais mostram que o efeito da temperatura é mais acentuado no betão constituído com agregados de natureza calcária. Tal facto pode ser atribuído ao maior grau de porosidade dos agregados calcários e ao seu elevado coeficiente de dilatação térmica. Assim o betão constituído por agregados calcários, ao ser submetido a temperaturas elevadas, sofre maiores expansões o que conduz a maiores danos.

O arrefecimento por jato de água faz aumentar a humidade conduzindo a maiores expansões e fissurações - situação mais propícia para os agregados calcários pois a sua estrutura é muito mais porosa que a dos agregados graníticos.



À temperatura ambiente o betão de agregados calcários e o betão de agregados graníticos apresentam um comportamento mecânico muito semelhante. Após aquecimento e arrefecimento a evolução da resistência residual à compressão do betão depende do tipo de agregados, do carregamento e do tipo de arrefecimento aplicado.

Os resultados obtidos indicam que o aumento da temperatura no betão resulta num decréscimo da resistência à compressão. Esta verificação está de acordo com os resultados das investigações de Lawson et al e Phan e Carino, que mencionaram que o betão pode perder até 50% da sua resistência à compressão à medida que a temperatura aumenta em 100°C (Lawson et al, 2000; Phan e Carino, 2003).

A Figura 3.19 mostra a influência do nível de carga e do processo de arrefecimento na resistência residual à compressão do betão.

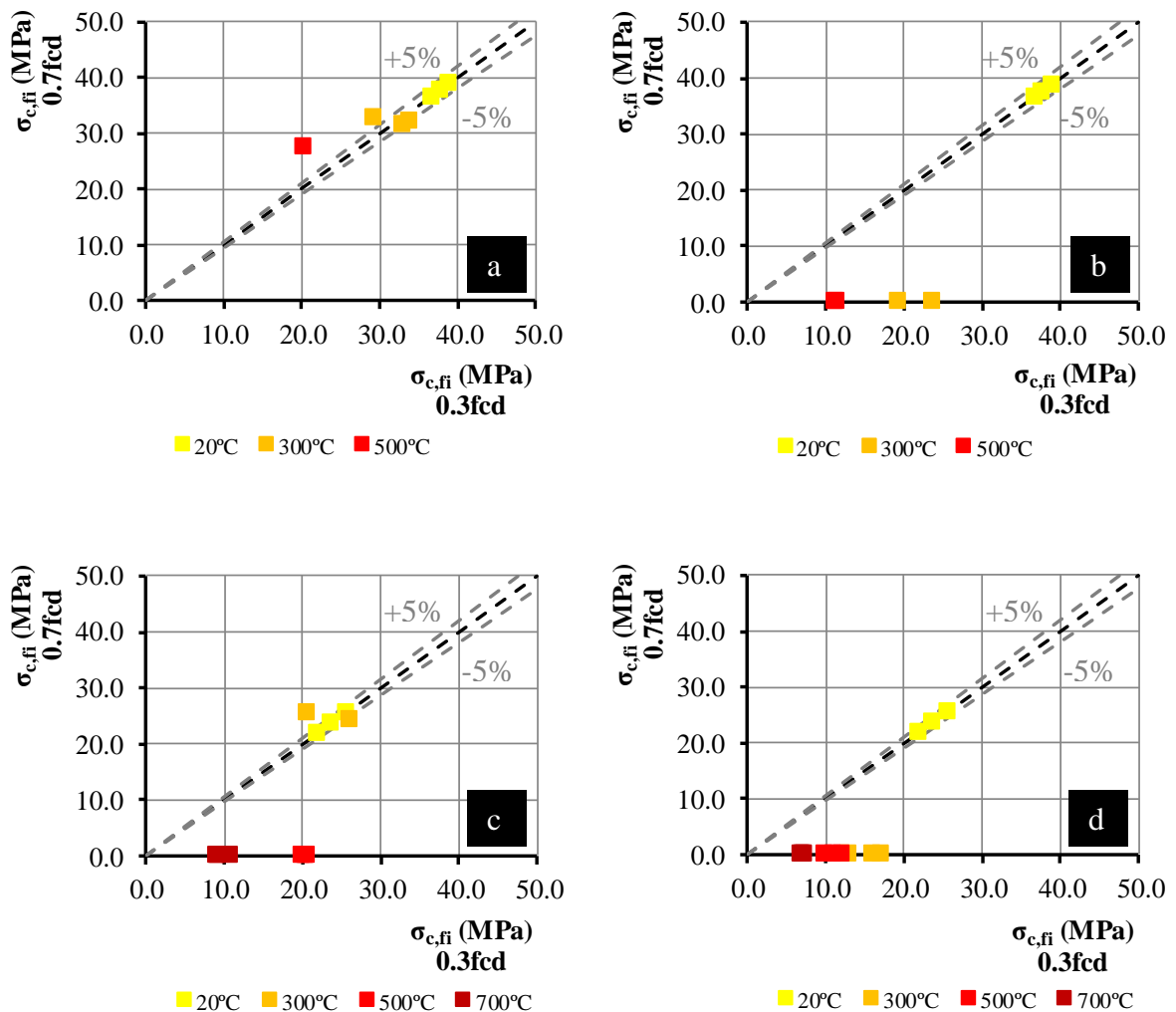


Figura 3.19. Resistência residual à compressão – influência do nível de carga. a) BC - arrefecimento ao ar. b) BC - arrefecimento por jato de água. c) BG - arrefecimento ao ar. d) BG - arrefecimento por jato de água

Para o betão de agregados de calcário e arrefecimento ao ar (Figura 3.19a), o nível de carga não apresenta influência significativa, situação que se inverte no caso de arrefecimento por jato de água (Figura 3.19b) dado que essa influência se começa a evidenciar logo após a temperatura ambiente. Para o betão de agregados de granito e arrefecimento ao ar (Figura 3.19c), o nível mais elevado de carga testado ( $0,7f_{cd}$ ) começou a apresentar influência significativa sobre a redução da resistência residual à compressão do betão para temperaturas a partir de  $300^{\circ}\text{C}$ . No caso de arrefecimento por jato de água (Figura 3.19d) a influência do nível de carga foi relevante desde a temperatura ambiente.

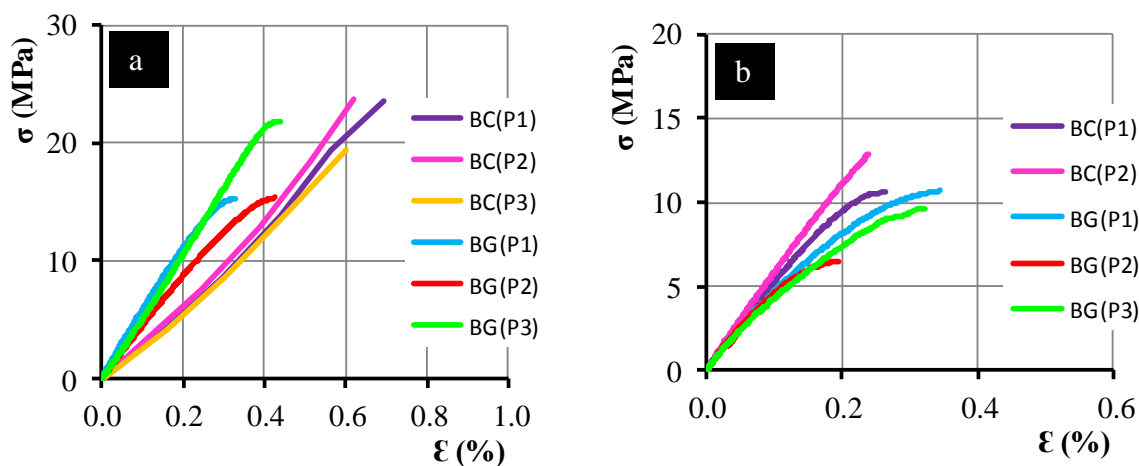


Figura 3.20. Curvas tensão-extensão –  $0,3f_{cd}$  e  $300^{\circ}\text{C}$ . a) arrefecimento ao ar.  
b) arrefecimento por jato de água

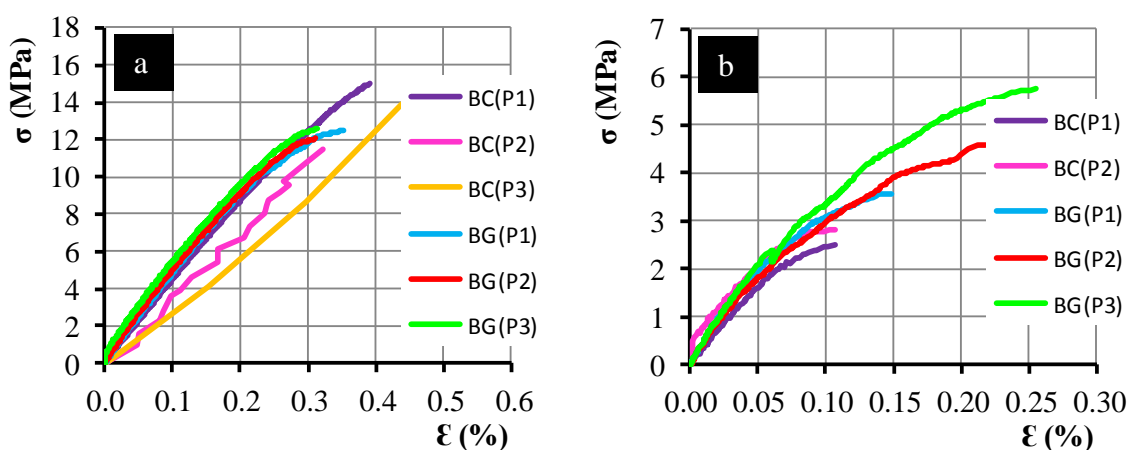


Figura 3.21. Curvas tensão-extensão –  $0,3f_{cd}$  e  $500^{\circ}\text{C}$ . a) arrefecimento ao ar.  
b) arrefecimento por jato de água

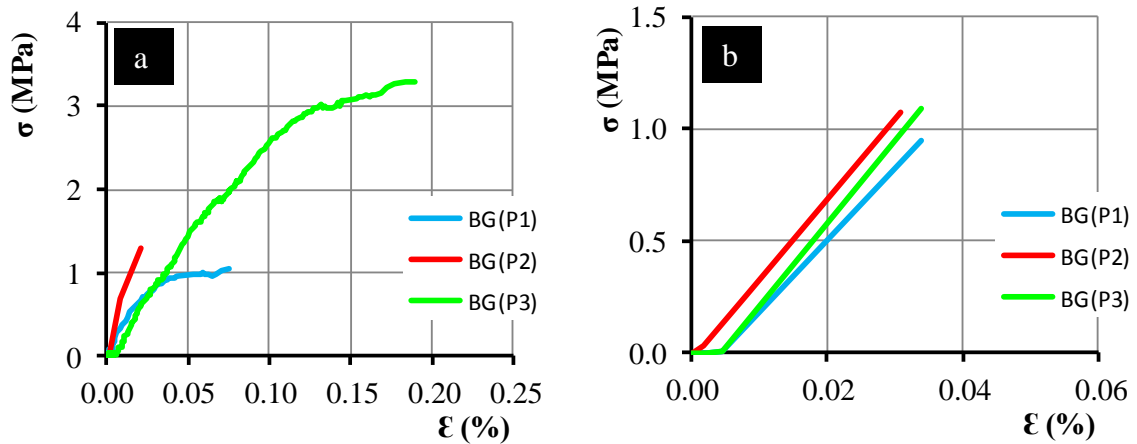


Figura 3.22. Curvas tensão-extensão –  $0,3f_{cd}$  e  $700^{\circ}\text{C}$ . a) arrefecimento ao ar.  
b) arrefecimento por jato de água

As Figuras 3.20, 3.21 e 3.22 apresentam as curvas tensão-extensão do betão registadas no ensaio de compressão para o nível de carregamento de  $0,3f_{cd}$  e níveis de temperatura de  $300$ ,  $500$  e  $700^{\circ}\text{C}$  respetivamente. Para ambos os tipos de betões observa-se uma redução da tensão de rotura nos provetes (quer arrefecidos ao ar quer arrefecidos por jato de água), sendo a tensão menor nos provetes arrefecidos por jato de água. Esta redução da tensão também se verifica à medida que a temperatura aumenta, independentemente do processo de arrefecimento aplicado.

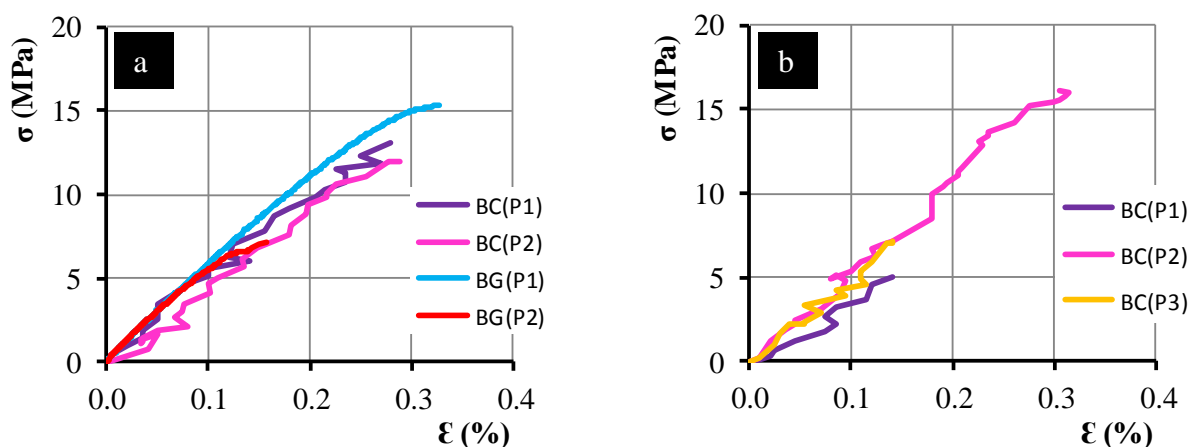


Figura 3.23. Curvas tensão-extensão –  $0,7f_{cd}$  e arrefecimento ao ar. a)  $300^{\circ}\text{C}$ . b)  $500^{\circ}\text{C}$

A Figura 3.23 apresenta as curvas tensão-extensão registadas no ensaio de compressão para o nível de carga de  $0,7f_{cd}$ , arrefecimento ao ar, nível de temperatura de  $300$  e  $500^{\circ}\text{C}$ ,

respetivamente. Note-se que para o nível de carga  $0,7f_{cd}$  nem todos os ensaios foram conduzidos até ao fim e por isso não foi possível realizar o ensaio de compressão após arrefecimento e obter a curva de tensão/extensão. Da análise da figura pode-se verificar uma redução da tensão última para as séries de provetes submetidas a temperaturas de 300 e 500°C.

### Proposta de equações simplificadas para determinar a resistência residual à compressão dos betões

As Figuras 3.24, 3.25, 3.26 e 3.27 permitem através duma regressão linear a proposta de métodos simplificados para determinar a resistência residual à compressão dos betões em estudo. Estas equações são válidas para qualquer nível de temperatura e os valores obtidos são expressos em função da temperatura ambiente. A opção pela regressão linear deveu-se essencialmente à forma simples de determinação dos seus parâmetros bem como ao elevado grau de correlação relativamente aos dados obtidos nos trabalhos experimentais.

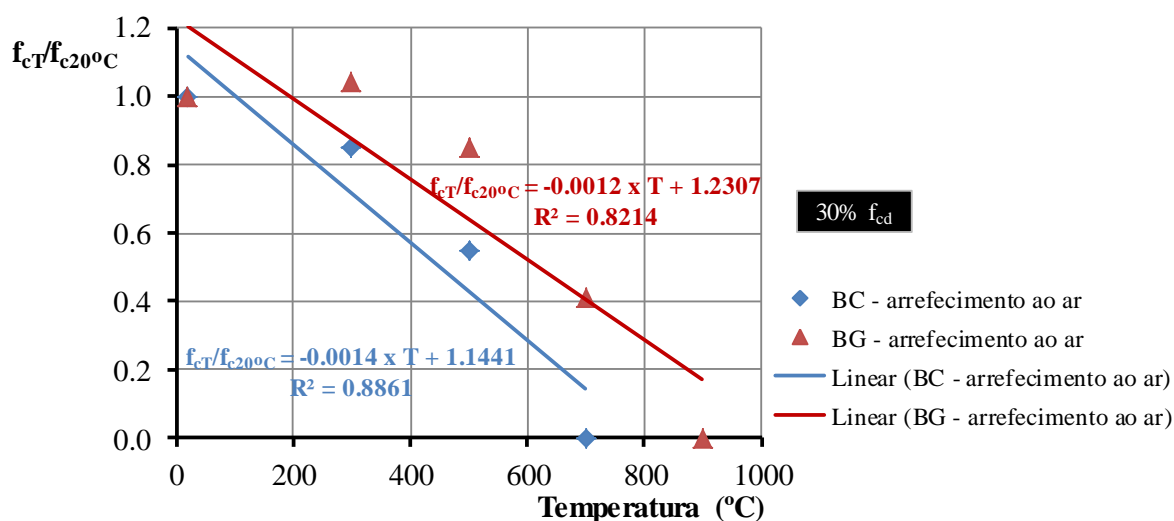


Figura 3.24. Equações simples para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura –  $0,3f_{cd}$  – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

A Figura 3.24 mostra as equações simples para determinar a resistência residual à compressão do betão calcário e do betão granítico sujeitos a um nível de carregamento de  $0,3f_{cd}$  e arrefecimento por ar. Estas equações permitem estimar um valor para a resistência residual à compressão em função de qualquer nível de temperatura.

A Figura 3.25 permite igualmente determinar a resistência residual à compressão do betão calcário e do betão granítico sujeitos a um nível de carregamento de  $0,3f_{cd}$  mas com arrefecimento por jacto de água.

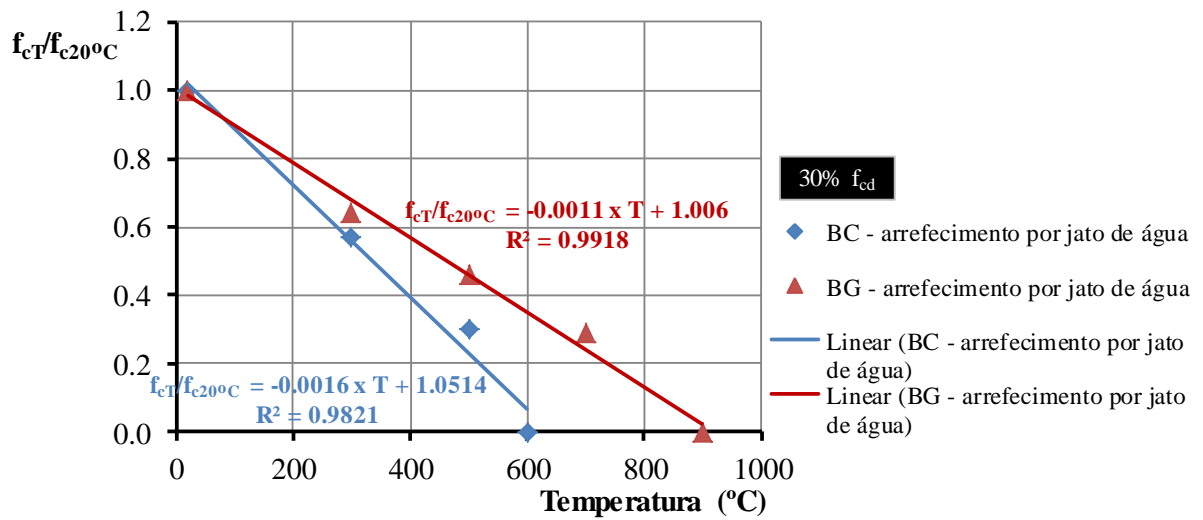


Figura 3.25. Equações simples para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura – 0,3 $f_{cd}$  – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

A aplicabilidade das equações simples constitui a proposta dum método simplificado para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura demonstrando uma boa correlação dos resultados obtidos nos ensaios experimentais, uma vez que o coeficiente de correlação apresenta um valor elevado indiciando uma pequena dispersão dos resultados. Esta correlação é, no entanto, mais forte no caso do arrefecimento por jato de água, dado que o coeficiente de correlação é de aproximadamente 99%.

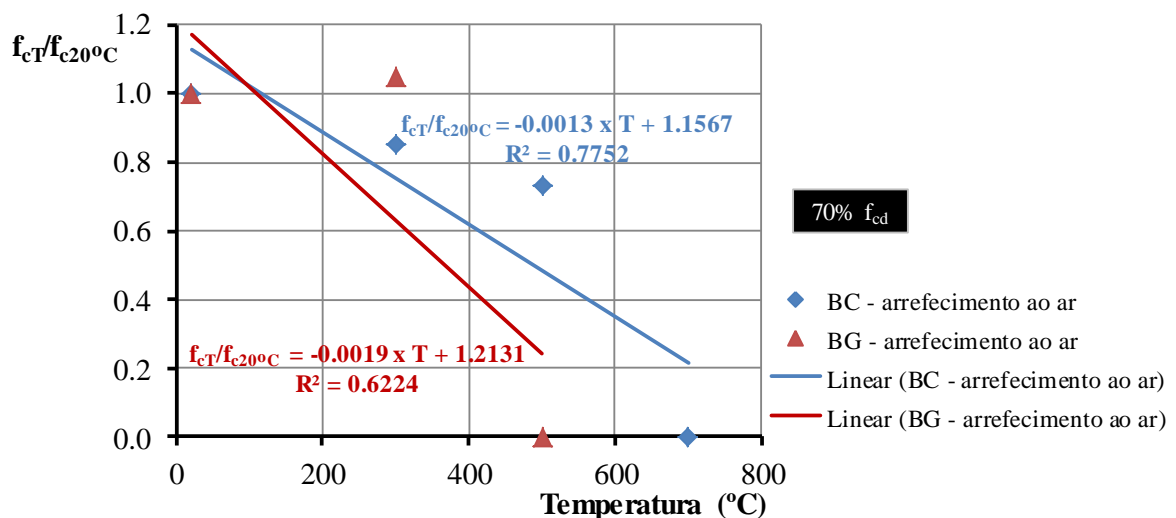


Figura 3.26. Equações simples para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura – 0,7 $f_{cd}$  – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

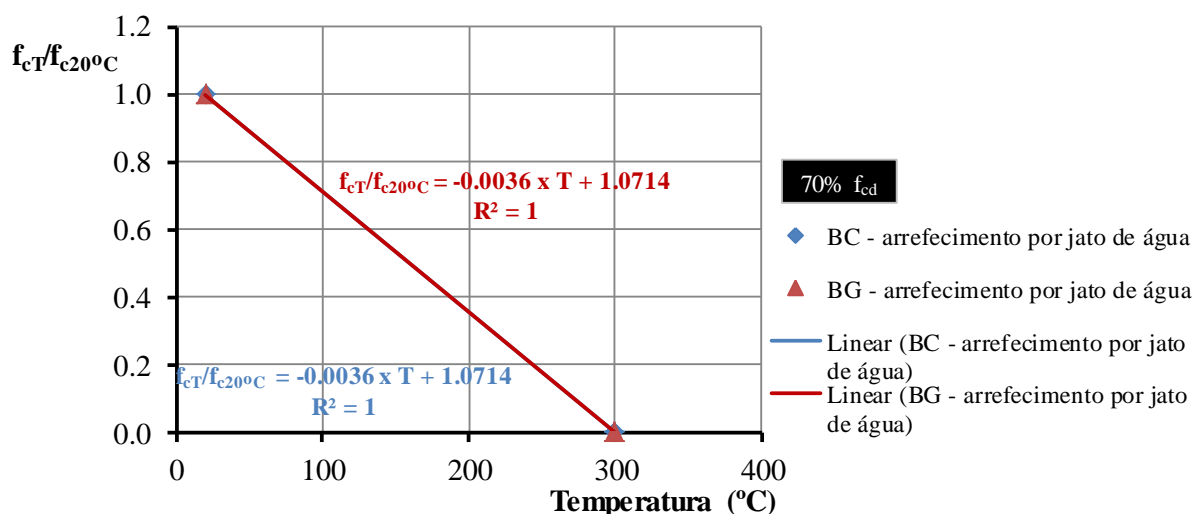


Figura 3.27. Equações simples para determinar a resistência residual à compressão em função da temperatura –  $0,7f_{cd}$  – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

As Figuras 3.26 e 3.27 apresentam as equações lineares para determinar a resistência residual à compressão do betão calcário e do betão granítico para o nível de carregamento de  $0,7f_{cd}$  na situação de arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água respetivamente.

Como se pode observar, não existem grandes variações de resistência à compressão para os diferentes níveis de temperatura, sendo possível estabelecer equações simples coerentes de variação da resistência residual à compressão do betão com os diferentes níveis de temperatura, diferentes modos de arrefecimento e diferentes tipos de betão.

### Comparação com os resultados de outros autores

Seguidamente confrontam-se os resultados obtidos neste estudo com os de outros autores já citados no capítulo 2.

Na Figura 3.28 compararam-se os resultados obtidos por outros autores com os obtidos neste estudo relativamente à resistência residual à compressão de diferentes tipos de betão. Os resultados mostram que os betões testados apresentam comportamento semelhante: observa-se a redução do valor da resistência residual à compressão com o aumento da temperatura.

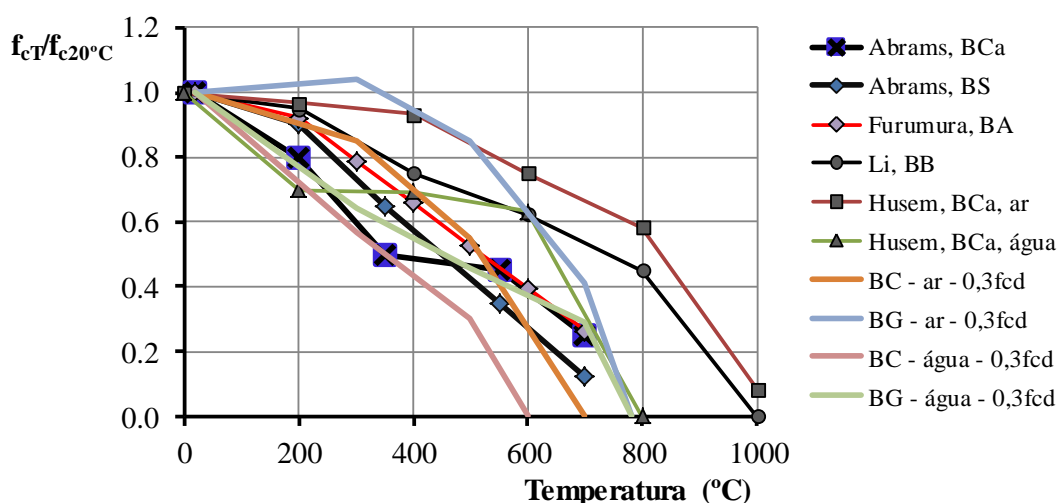


Figura 3.28. Comparação dos resultados da resistência residual à compressão com os obtidos por outros autores (Abrams, 1971; Furumura, 1995; Li et al, 2004; Husem, 2006)

Abrams testou a influência da temperatura sobre a resistência à compressão do betão corrente. Realizou ensaios residuais sem carregamento durante o processo de aquecimento. Nos seus estudos utilizou betão constituído por agregados siliciosos (BS) e betão constituído por agregados de calcário (BCa). Para o efeito utilizou provetes cilíndricos (15x7,5 cm), os quais foram submetidos a diferentes níveis de temperatura (no intervalo de 21 a 871°C). Seguidamente os provetes foram arrefecidos lentamente ao ar até à temperatura ambiente. Após sete dias mantidos à temperatura ambiente foram submetidos ao ensaio de compressão.

Os resultados obtidos mostraram uma perda de resistência residual à compressão à medida que a temperatura aumentava. No entanto, essa perda foi mais elevada no betão constituído por agregados de calcário (cerca de 40% da resistência residual à compressão) do que no betão constituído por agregados siliciosos (cerca de 30% da resistência residual à compressão) para temperaturas na ordem dos 300°C. Situação que se inverteu para temperaturas na ordem dos 700°C: enquanto o betão de agregados de calcário perdeu cerca de 75% da sua resistência residual à compressão, o betão constituído por agregados siliciosos perdeu 90% da sua resistência residual à compressão (Abrams, 1971).

Comparando os procedimentos seguidos por Abrams com os do presente estudo, verifica-se que em ambos os trabalhos se testou o arrefecimento ao ar. No entanto, sublinham-se algumas diferenças de procedimento e de materiais. Os agregados utilizados nas misturas testadas não são da mesma constituição, uma vez que no presente estudo utilizaram-se agregados graníticos e agregados calcários. Por outro lado, os ensaios conduzidos por Abrams foram realizados sem carregamento durante a fase de aquecimento, enquanto os ensaios deste estudo foram realizados com carregamento (0,3 e 0,7 $f_{cd}$ ) durante a fase de aquecimento.

Não obstante estas diferenças, verificou-se a mesma tendência de diminuição da resistência residual à compressão do betão corrente com o aumento da temperatura. Assim, aos 300°C e para os níveis de carregamento testados, o betão calcário perdeu cerca de 15% da sua resistência residual à compressão, ainda que o betão granítico não tenha sofrido qualquer alteração significativa para esse nível de temperatura. Aos 700°C o betão granítico submetido ao carregamento de  $0,3f_{cd}$  perdeu 60% da sua resistência residual à compressão, enquanto para  $0,7f_{cd}$  perdeu a totalidade da sua resistência residual à compressão. O betão calcário, para o mesmo nível de temperatura (700°C) e para ambos os níveis de carregamento, apresentou uma resistência residual à compressão nula.

As pequenas divergências que se verificam entre os valores obtidos por Abrams e os valores obtidos neste estudo podem-se justificar pelas diferentes variáveis consideradas. Saliente-se o facto de o carregamento poder ser considerado um fator prejudicial à resistência residual à compressão do betão, bem como o tipo de agregado utilizado e respetivo comportamento quando submetido a temperaturas elevadas.

Furumura estudou o efeito da temperatura na resistência residual à compressão e no módulo de elasticidade no betão corrente e no betão de elevado desempenho constituídos por agregados de arenito (BA). Os provetes foram aquecidos lentamente e arrefecidos ao ar (Furumura, 1995).

Os resultados obtidos por Furumura para o betão corrente de agregados de arenito (BA) (resistência à compressão de 21MPa) são comparados com os resultados obtidos para o betão calcário (BC) estudado no presente trabalho, para o arrefecimento ao ar e 30% de nível de carregamento. Na Figura 3.28 verifica-se que a curva do betão testado por Furumura (BA) segue a do betão BC do presente estudo, para temperaturas até cerca de 500°C. Após esta temperatura, o BC sofre uma redução súbita na resistência residual à compressão em comparação com o BA, sendo o valor nulo para o BC e cerca de 25% para o BA.

Li et al realizaram estudos com betão corrente constituído por agregados de basalto (BB), com uma resistência à compressão de 42,5MPa. Os autores testaram vários níveis de temperatura (200, 400, 600, 800 e 1000°C), efetuando os ensaios de modo residual após arrefecimento ao ar. Os ensaios foram realizados sem carregamento durante a fase de aquecimento (Li et al, 2004).

Os resultados obtidos por estes autores são similares aos obtidos no presente estudo: até níveis de temperatura de 300°C, o comportamento do betão utilizado nos estudos de Li et al é semelhante ao comportamento do betão calcário utilizado no presente estudo, embora o betão granítico apresente um comportamento melhorado. A partir dos 700°C, o comportamento do betão basáltico é mais satisfatório do que o comportamento do betão granítico e calcário.



As diferenças de valores obtidas entre os dois estudos podem-se justificar pelo facto de no presente estudo os ensaios terem sido efetuados com carregamento durante a fase de aquecimento e também pela diferente classe de resistência à compressão do betão assim como a sua constituição.

Husem desenvolveu estudos com betão corrente (resistência à compressão de 34MPa), para determinar a influência da temperatura e do processo de arrefecimento na resistência residual à compressão do betão. O autor utilizou agregados calcários (BCa) e testou diferentes níveis de temperatura (200, 400, 600, 800 e 1000°C). Alguns provetes foram arrefecidos ao ar e outros por jato de água (Husem, 2006).

À semelhança dos estudos já referidos, verifica-se que a resistência residual à compressão diminui continuamente à medida que a temperatura aumenta. Nos estudos de Husem verificou-se que aos 300°C o betão calcário perdeu apenas 5% da resistência residual à compressão quando arrefecido ao ar e 30% quando arrefecido por jato de água.

No presente estudo o betão calcário, para o mesmo nível de temperatura e para os níveis de 0,3 e 0,7 $f_{cd}$ , perdeu 15% da sua resistência residual à compressão quando arrefecido ao ar. No entanto, quando arrefecido por jato de água o betão calcário para carregamento de 0,3 $f_{cd}$  perdeu 45% da sua resistência residual à compressão, enquanto para 0,7 $f_{cd}$  de carregamento apresentou uma resistência residual à compressão nula. Para o nível de temperatura de 700°C, Husem verificou que o betão perdeu 30% da resistência residual à compressão quando arrefecido ao ar e 70% quando arrefecido por jato de água. No presente estudo, para qualquer nível de carregamento e tipo de arrefecimento testado, o betão apresentou valores nulos para a resistência residual à compressão.

Os dados obtidos nestes estudos demonstram que o betão apresenta uma perda de resistência residual à compressão à medida que a temperatura aumenta. No entanto, o betão estudado por Husem apresentou um comportamento melhorado quando comparado com os valores obtidos no presente estudo. Tal facto pode-se justificar pelo efeito do carregamento durante a fase de aquecimento dos provetes.

### **3.4 Resistência Residual à Tração**

A resistência residual à tração do betão é um dos parâmetros que influencia o comportamento deste material em fase fendilhada, afetando ainda outras propriedades como a aderência às armaduras e a durabilidade. A resistência à tração pode ser determinada recorrendo a ensaios de tração direta ou, indiretamente, por intermédio de ensaios de compressão diametral ou de flexão.

### 3.4.1 Tração direta

Numa primeira fase procedeu-se à realização de ensaios de tração direta para determinar a resistência residual à tração do betão. Como refere Hordijk, o ensaio de tração uniaxial sob controlo de deslocamentos é o teste mais adequado para quantificar a energia de fratura (Hordijk, 1991), embora estes ensaios sejam de difícil execução e os resultados disponíveis escassos. A principal limitação deste tipo de ensaio reside no facto de exigir equipamentos de transferência de carga de elevada rigidez (condição necessária mas não suficiente para garantir a estabilidade do ensaio) e sistemas de controlo adequados, caracterizados por uma elevada sensibilidade.

A resistência residual à tração direta foi determinada aplicando tração axial até à rotura nos provetes de betão. Para o efeito, os provetes foram previamente aquecidos (aos diferentes níveis de temperatura em estudo) e seguidamente arrefecidos, uns naturalmente ao ar até à temperatura ambiente e outros mediante jacto de água, até atingirem a temperatura ambiente.

#### Provetes

Nos ensaios de tração direta usaram-se provetes cilíndricos com 225mm de altura e 75mm de diâmetro, com uma relação de altura/diâmetro de 3:1, de acordo com as recomendações do RILEM TC 200 HTC (RILEM TC 200 HTC, 2005). Para a betonagem usaram-se moldes cilíndricos de poliestireno expandido moldado, com 225mm de altura, 30mm de espessura e 75mm de diâmetro interno (Figura 3.29 (a)).

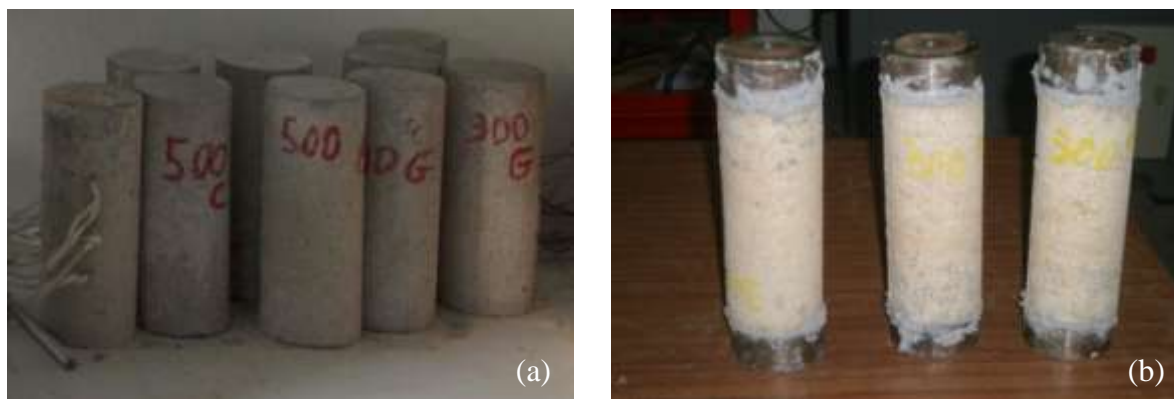


Figura 3.29. Provetes dos ensaios de tração direta

Os provetes utilizados nos ensaios de tração direta foram constituídos por três materiais diferentes: betão, duas peças de aço coladas em faces opostas do provete de betão, sendo a ligação entre o betão e o aço garantida por uma argamassa de epoxi usada para colagem de reforços estruturais constituída de dois componentes, Sikadur®-30. A argamassa de epoxi previamente preparada foi espalhada de modo uniforme à espátula sobre o molde, tendo a regularização das superfícies sido feita com muito cuidado de modo a retirar a resina em

excesso (Figura 3.29 (b)). Para eliminar todos os riscos de excentricidade e não-uniformidade de tensões e deformações no provete as amarras da máquina encontravam-se rotuladas.

Devido à especificidade dos ensaios, houve a necessidade de projetar umas peças metálicas que permitissem a ligação dos provetes à máquina do ensaio. A Figura 3.30 mostra o conjunto do sistema desenvolvido.



Figura 3.30. Componentes do ensaio

Para o controle da evolução da temperatura no interior do betão foi testado um provete com termopares inseridos nas posições já referidas no ensaio de resistência residual à compressão, para cada um dos níveis de temperatura a estudar.

#### Metodologia de ensaio

Como se pode observar na Figura 3.31, para realizar os ensaios de tração direta utilizou-se uma máquina universal de tração Servosis com capacidade de carga até 600kN (b). Para submeter os provetes aos vários níveis de temperatura utilizou-se uma mufla (temperatura máxima de 1100°C) (a). Para a aquisição de dados dos ensaios foi usado um *data logger* modelo TML TDS-530.

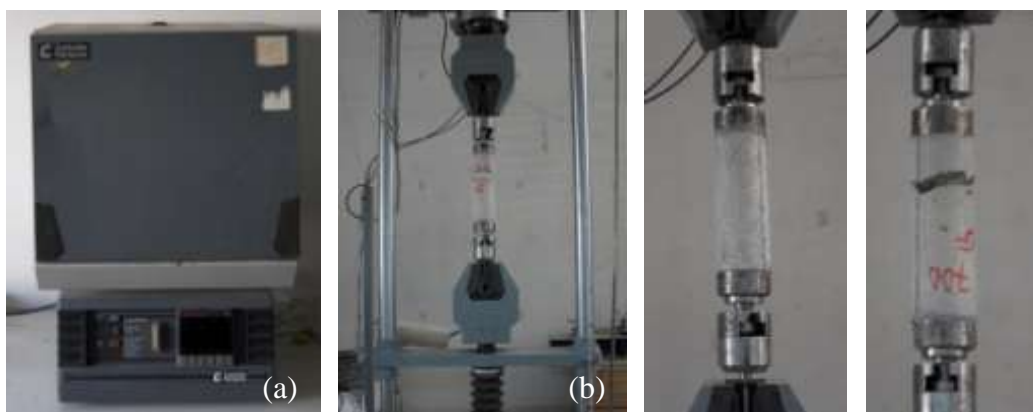


Figura 3.31. Sistema de ensaio – resistência à tração direta

Os provetes foram aquecidos a uma taxa de  $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$  até se atingir o nível de temperatura pretendido. Para controlo do betão testaram-se provetes à temperatura ambiente e provetes sujeitos a três níveis de temperatura (300, 500 e  $700^{\circ}\text{C}$ ). Os provetes foram mantidos à temperatura pretendida durante uma hora para estabilização. Após a estabilização da temperatura procedeu-se ao arrefecimento dos provetes. Um conjunto de provetes foi arrefecido ao ar mediante a abertura da mufla, um outro conjunto foi arrefecido bruscamente mediante a aplicação de jatos de água. Quando se atingiu a temperatura ambiente (cerca de  $20^{\circ}\text{C}$ ), realizou-se o ensaio de tração direta até à rotura dos provetes.

### Evolução de temperaturas

Na Figura 3.32 representam-se as temperaturas registadas no ambiente da mufla, para os ensaios realizados. A evolução de temperaturas no interior da mufla foi controlada a partir de dois termopares existentes no inferior da mufla, um na parte superior e outro na parte inferior. Os termopares estavam ligados ao sistema de aquisição de dados, sendo as temperaturas monitorizadas e armazenadas segundo a segundo. Através destes dados pode-se constatar que no interior da mufla a temperatura teve um desenvolvimento uniforme, uma vez que a mufla apresentou curvas de evolução de temperatura muito semelhantes nos diferentes ensaios.

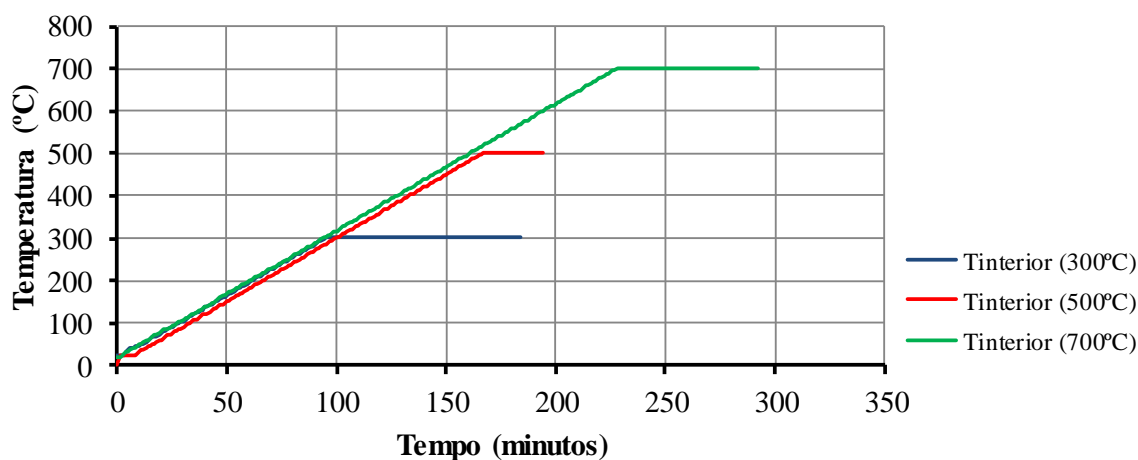


Figura 3.32. Evolução da temperatura no interior da mufla para os diferentes ensaios

Nas Figuras 3.33 a) e b) são apresentadas, a título de exemplo, as curvas de crescimento de temperatura geradas pela monitorização dos termopares existentes nos provetes de betão calcário (BC) e betão granítico (BG), para o nível de temperatura de  $500^{\circ}\text{C}$ , com arrefecimento ao ar e com arrefecimento por jato de água, respetivamente.

Na situação de arrefecimento ao ar, a fase de aquecimento demorou cerca de três horas e o arrefecimento foi muito lento demorando várias horas. Durante o aquecimento, como se pode observar na Figura 3.33 a), os termopares não apresentaram grandes diferenças de temperatura. No período de estabilização as temperaturas foram muito próximas. Na fase de

arrefecimento os termopares superficiais do provete (TA, TB e TC) registaram uma maior queda que os termopares interiores (TD e TE), tal como era de esperar.

Segundo Lawson et al, aos 100°C a água livre no betão começa a evaporar-se rapidamente e a humidade da superfície é dirigida pelo calor em direção ao núcleo do provete, causando um decréscimo na taxa de aumento da temperatura no centro do provete e assim um acréscimo no gradiente térmico entre a superfície e o centro do provete (Lawson et al, 2000). Logo o comportamento constante durante a fase de aquecimento dos provetes pode ser explicado por este processo físico.

Na situação de arrefecimento por jacto de água, a fase de aquecimento demorou cerca de três horas, no entanto o arrefecimento foi brusco, como se observa na Figura 3.33 b).

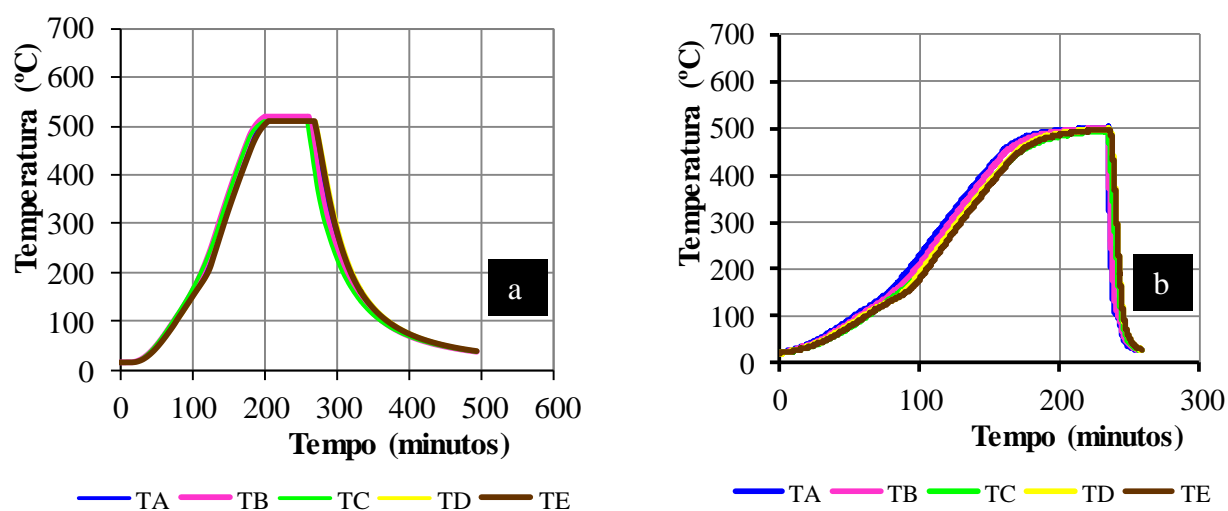


Figura 3.33. Evolução da temperatura nos provetes de betão calcário e betão granítico – série de 500°C. a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água

No anexo III apresentam-se as curvas de evolução da temperatura para os restantes ensaios.

### Resultados para a resistência residual à tração direta

A resistência à tração do betão foi determinada de forma residual após aquecimento e arrefecimento do betão. O estudo desta propriedade foi efetuado mediante ensaios de tração direta dado que, segundo vários autores, os resultados apresentam valores mais consistentes (Thelandersson, 1971; Noumowé et al, 1995; Pimienta, 1998).

Os Quadros 3.7 e 3.8 mostram os valores da resistência residual à tração direta dos provetes ensaiados após ciclo aquecimento/arrefecimento e mostram ainda a relação entre estes valores

e os obtidos nos ensaios realizados à temperatura ambiente. Foram efetuados três ensaios para cada série.

No anexo III.3 pode-se observar o registo fotográfico da rotura sofrida pelos provetes após a realização do ensaio de resistência residual à tração direta.

Quadro 3.7 – Resultados da resistência residual à tração direta – Betão Calcário

	Temperatura (°C)	$f_{t(T)}$ (MPa)	Desvio padrão	$\frac{f_{t(T)}}{f_{t(20^{\circ}\text{C})}}$	
Arrefecimento ao ar	20	2,29	2,28	0,36	1,00
		1,91			
		2,64			
	300	1,22	1,25	0,03	0,55
		1,28			
		1,24			
	500	0,17	0,18	0,02	0,08
		0,17			
		0,19			
700	0,03	0,03	0,005	0,01	
	0,02				
	(a)				
Arrefecimento por jato de água	300	0,51	0,57	0,09	0,25
		0,68			
		0,53			
	500	0,35	0,46	0,13	0,20
		0,60			
		0,44			
	700	0,17	0,18	0,02	0,08
		0,20			
		0,19			

(a) Rotura do provete durante o arrefecimento.

Na Figura 3.34 apresenta-se a variação da resistência residual à tração em função do nível de temperatura máxima de exposição. A leitura do gráfico permite verificar que, à temperatura ambiente, o betão calcário apresenta melhor comportamento que o betão granítico e que, independentemente do tipo de betão e para níveis de temperatura elevados, o arrefecimento por jato de água apresenta-se menos prejudicial quando comparado com o arrefecimento ao ar.

Quadro 3.8 – Resultados da resistência residual à tração direta – Betão Granítico

	Temperatura (°C)	$f_{t(T)}$ (MPa)		Desvio padrão	$\frac{f_{t(T)}}{f_{t(20^{\circ}\text{C})}}$
Arrefecimento ao ar	20	1,95	1,94	0,54	1,00
		1,39			
		2,48			
	300	0,91	1,26	0,32	0,65
		1,32			
		1,54			
	500	0,46	0,46	0,06	0,24
		0,52			
		0,40			
700	0,19	0,16	0,02	0,08	
	0,15				
	0,14				
Arrefecimento por jato de água	300	1,28	1,04	0,24	0,53
		1,03			
		0,80			
	500	0,72	0,56	0,21	0,29
		0,33			
		0,62			
	700	0,42	0,44	0,04	0,23
		0,42			
		0,49			

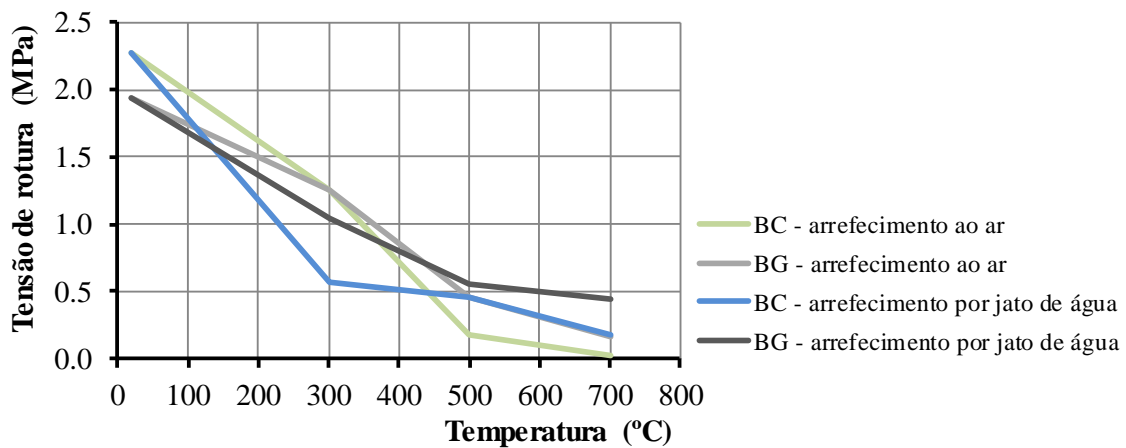


Figura 3.34. Resistência residual à tração direta em função da temperatura

Na Figura 3.35 apresentam-se os valores obtidos para a resistência residual à tração direta. A análise dos valores permite concluir que a resistência residual à tração direta diminui em

função da temperatura máxima a que o betão foi submetido, sendo esta redução mais significativa no betão constituído por agregados calcários. Deste modo, independentemente da temperatura máxima a que o betão esteve sujeito e do tipo de arrefecimento aplicado, o betão granítico comporta-se mais satisfatoriamente que o betão calcário em termos de resistência residual à tração direta.

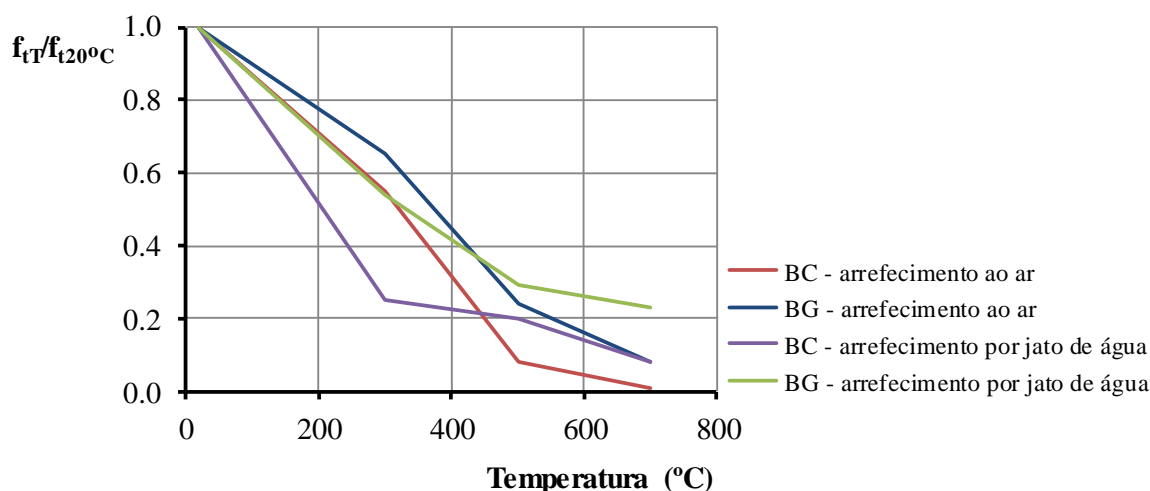


Figura 3.35. Resistência residual à tração direta – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

Considerando os dois processos de arrefecimento aplicados, verificou-se que o betão, independentemente do tipo de agregados, apresenta um melhor comportamento quando arrefecido lentamente ao ar do que por jacto de água, em temperaturas no intervalo dos 450-500°C. No entanto, esta situação inverte-se para altas temperaturas uma vez que quer o betão calcário quer o betão granítico têm um melhor comportamento quando arrefecidos por jato de água.

A Figura 3.36 apresenta a influência do processo de arrefecimento sobre a resistência residual à tração direta para o betão calcário (a) e para o betão granítico (b). Como se verifica, não houve uma influência determinante do processo de arrefecimento, dado que ambos conduziram a uma redução similar da resistência residual à tração direta.



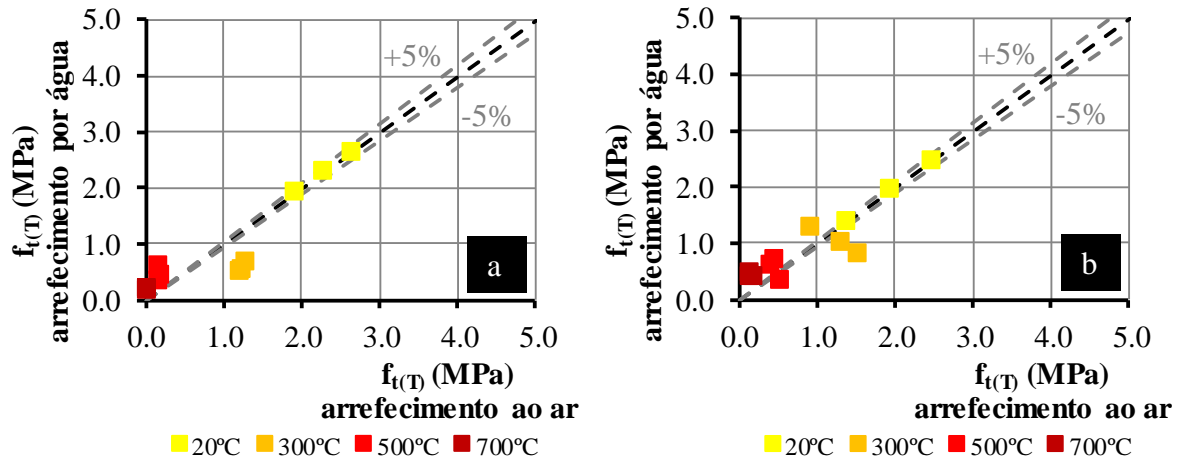


Figura 3.36. Resistência residual à tração direta – influência do processo de arrefecimento.  
a) betão calcário. b) betão granítico

### Proposta de equações simplificadas para determinar a resistência residual à tração direta

As Figuras 3.37 e 3.38 apresentam equações simples para determinar a resistência residual à tração direta dos betões em estudo. A observação do desenvolvimento das linhas retas nos gráficos permite constatar que o betão granítico tem um melhor comportamento residual à tração direta que o betão calcário, independentemente do tipo de arrefecimento aplicado.

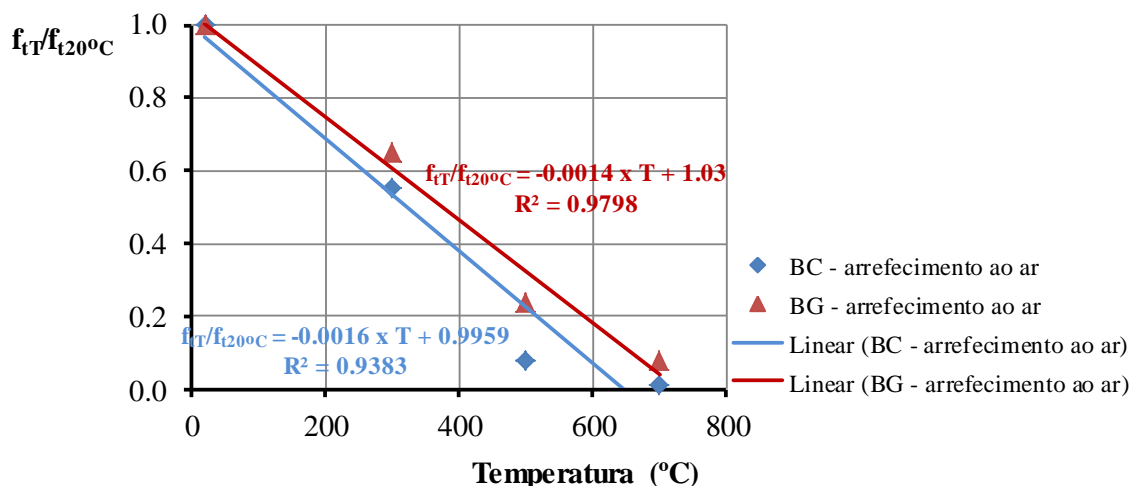


Figura 3.37. Equações simples para determinar a resistência residual à tração direta em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

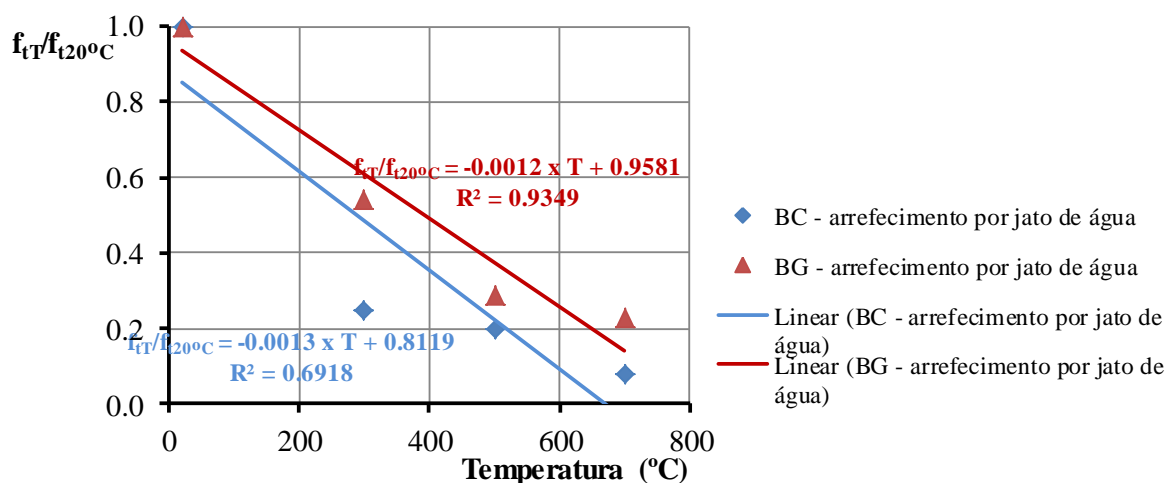


Figura 3.38. Equações simples para determinar a resistência residual à tração direta em função da temperatura – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

Analisando os resultados obtidos conclui-se que a resistência residual à tração direta diminui à medida que a temperatura aumenta. Em ambas as situações, como se constata nas Figuras 3.37 e 3.38, os coeficientes de determinação obtidos são elevados, facto que se fica a dever à pouca dispersão dos resultados.

### 3.4.2 Tração por compressão diametral

A resistência residual à tração pode também ser determinada a partir de ensaios de compressão diametral. A realização deste ensaio consistiu em submeter o provete cilíndrico a uma força de compressão que foi aplicada numa zona delimitada ao longo do seu comprimento e que gerou tensões ortogonais, provocando a rotura do provete por tração.

#### Provetes

Na determinação da resistência à tração por compressão diametral foram respeitadas as orientações da NP EN 12390-6 (NP EN 12390-6, 2003), utilizando-se provetes cilíndricos com 150mm de diâmetro e 300mm de altura (Figura 3.39).



Figura 3.39. Provetes utilizados nos ensaios de tração por compressão diametral

Para cada um dos níveis de temperatura a estudar foi testado um provete com termopares com a finalidade de controlar a evolução da temperatura no seu interior. A localização dos termopares nos provetes (TA, TB, TC, TD e TE) foi definida tendo por base as recomendações do RILEM TC 200 HTC (RILEM TC 200 HTC, 2005) (Figura 3.40).

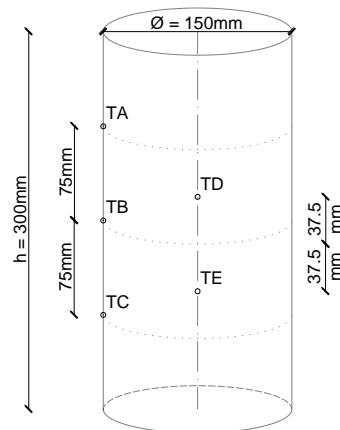


Figura 3.40. Localização dos termopares

### Metodologia de ensaio

A Figura 3.41 apresenta o sistema de ensaio utilizado. O sistema de ensaio foi composto por uma máquina de tração/compressão universal Servosis com capacidade de carga de 600kN e um forno retangular Termolab com uma câmara de aquecimento com as dimensões internas de 150cmx150cmx100cm (temperatura máxima de 1200°C) (a). Os valores das temperaturas no decorrer dos ensaios foram registados com recurso a um equipamento de aquisição de dados (*data logger* TML, modelo TDS-530).

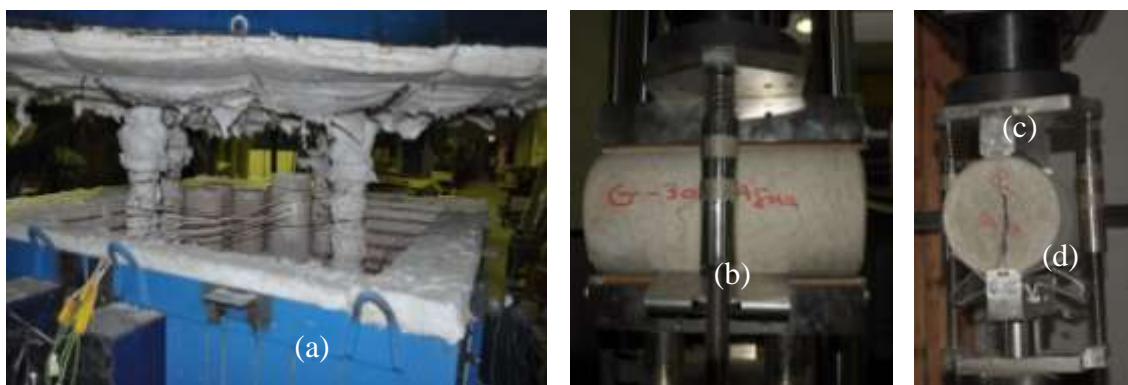


Figura 3.41. Sistema de ensaio – resistência à tração por compressão diametral

Do sistema de ensaio fez parte ainda um posicionador em aço que serviu de estrutura de suporte aos provetes (b) e uma peça em aço para aplicar a carga ao provete (c). Foram ainda introduzidas faixas de cartão prensado (d) para distribuir uniformemente a força aplicada pela prensa no provete de betão (Figura 3.41).

O procedimento de ensaio iniciou-se pelo aquecimento dos provetes a diferentes níveis de temperatura e a uma taxa de 3°C/min. Seguidamente arrefeceram-se os provetes até à temperatura ambiente. À semelhança dos ensaios descritos anteriormente, aplicaram-se os dois processos de arrefecimento em estudo. A Figura 3.42 mostra a aplicação do arrefecimento por jato de água.



Figura 3.42. Sistema de ensaio – resistência à tração por compressão diametral – arrefecimento por jato de água

Após ciclo aquecimento/arrefecimento colocou-se o provete em posição central na máquina de ensaio e, usando o posicionador, posicionaram-se as faixas de cartão prensado e a peça de carga ao longo do topo e da base do plano de carregamento do provete; assegurou-se que o prato superior se encontrava paralelo ao inferior durante a aplicação da carga; aplicou-se a carga a uma velocidade constante de 0,04 a 0,06MPa/s, de forma contínua e sem choques, até não ser possível aplicar uma carga maior (no presente estudo, foi utilizada uma velocidade de carga de 0,05MPa/s) e registou-se a carga de rotura  $F$ .

Registada a carga de rotura obteve-se a resistência residual à tração por compressão diametral de cada provete pela equação (3.5):

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi Ld} \quad (3.5)$$

Onde  $f_{ct}$  é a resistência à tracção por compressão diametral (MPa ou N/mm<sup>2</sup>);  $F$  é a força máxima de rotura (N);  $L$  é o comprimento da linha de contacto do provete (mm) e  $d$  é o diâmetro da secção transversal de contacto do provete (mm).

### Evolução de temperaturas

Na Figura 3.43 representam-se as curvas de evolução de temperaturas no interior do forno. Através da observação da figura pode-se verificar que a temperatura no interior do forno teve um desenvolvimento uniforme.

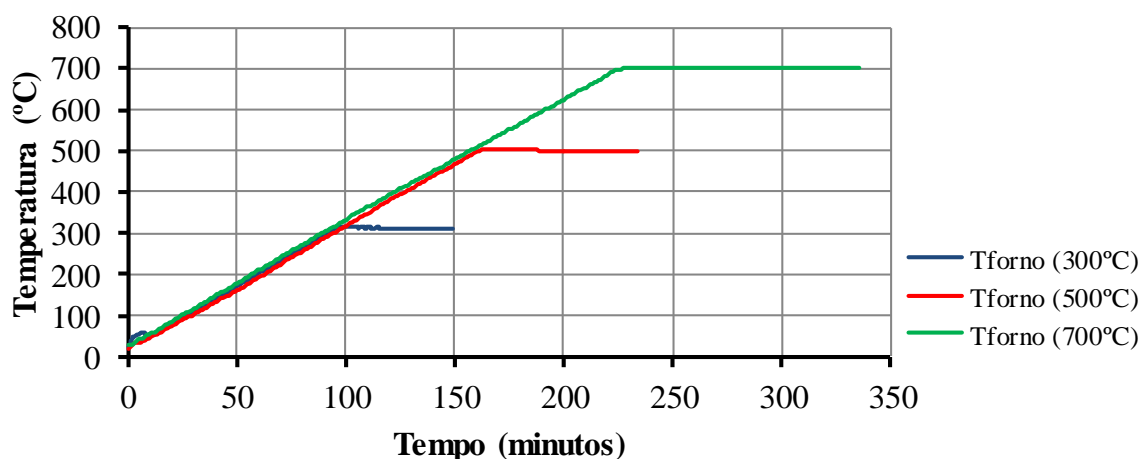


Figura 3.43. Evolução da temperatura no interior do forno para os diferentes ensaios

Apresentam-se a seguir as evoluções das temperaturas no interior dos provetes de ensaio registadas durante os ensaios laboratoriais. As Figuras 3.43 a) e b) ilustram a evolução da temperatura na superfície e no interior dos provetes para a temperatura máxima de 500°C.

Como está descrito graficamente nas Figuras 3.44 a) e b), verificou-se um aumento gradual da temperatura do exterior (TA, TB e TC) para o interior do provete (TD e TE). Note-se que a temperatura na face exterior do provete atingiu o equilíbrio mais rapidamente. O interior do provete foi o último ponto a aquecer, embora a variação da temperatura entre os dois pontos medidos no interior do provete fosse pouco significativa (termopares TD e TE). Cerca de três horas após o início do ensaio, o gradiente térmico do exterior para o interior do provete quase se anulou, pelo que as diferenças entre as temperaturas ao longo do provete foram pequenas.

As Figuras 3.44 a) e b) mostram a evolução das temperaturas registadas pelos termopares do provete para a série dos 500°C, com arrefecimento ao ar e com arrefecimento por jato de água respetivamente. A fase de aquecimento foi semelhante em ambas as situações e, como se pode observar, os termopares interiores (TD e TE) registaram menores temperaturas que os exteriores (TA, TB e TC). Na fase de arrefecimento os termopares superficiais do provete registaram uma maior queda que os termopares interiores.

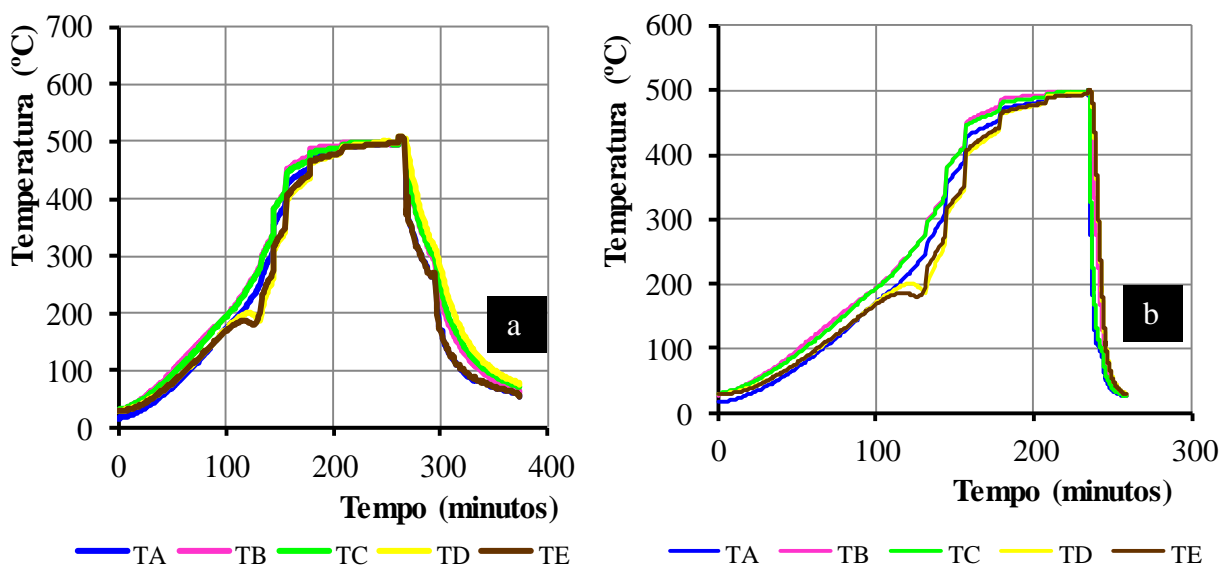


Figura 3.44. Evolução da temperatura nos provetes de betão calcário e granítico – série de 500°C. a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água

No anexo IV apresenta-se a evolução da temperatura nos provetes usados nos ensaios para os níveis de temperatura 300°C e 700°C.

#### Resultados da resistência residual à tração por compressão diametral

Os resultados obtidos nestes ensaios são apresentados nos Quadros 3.9 e 3.10. Os referidos quadros apresentam a resistência residual à tração por compressão diametral para cada uma das condições de arrefecimento e tipologia de betão.

É visível o decréscimo da resistência residual à tração com o aumento da temperatura. Deste modo, pode inferir-se que a variável temperatura afeta a resistência à tração de forma acentuada e negativa.

No anexo IV.3 pode-se observar a rotura dos provetes após a realização do ensaio de resistência residual à tração por compressão diametral.

Quadro 3.9 – Resistência residual à tração por compressão diametral – Betão Calcário

	Temperatura (°C)	$f_{ct(T)}$ (MPa)		Desvio padrão	$\frac{f_{ct(T)}}{f_{ct(20^{\circ}C)}}$
Arrefecimento ao ar	20	3,015	3,003	0,333	1,00
		2,664			
		3,330			
	300	1,922	1,902	0,076	0,63
		1,819			
		1,967			
	500	0,807	0,886	0,085	0,30
		0,977			
		0,874			
700	0,327	0,274	0,057	0,09	
	0,280				
	0,213				
Arrefecimento por jato de água	300	1,751	1,829	0,077	0,61
		1,905			
		1,830			
	500	0,949	0,941	0,044	0,31
		0,980			
		0,892			
	700	0,355	0,365	0,046	0,12
		0,415			
		0,325			

Quadro 3.10 – Resistência residual à tração por compressão diametral – Betão Granítico

	Temperatura (°C)	$f_{ct(T)}$ (MPa)		Desvio padrão	$\frac{f_{ct(T)}}{f_{ct(20^{\circ}C)}}$
Arrefecimento ao ar	20	2,922	2,922	0,12	1,00
		3,039			
		2,805			
	300	2,606	2,295	0,27	0,79
		2,102			
		2,178			
	500	-	(a)		0,00
	700	-	(a)		-
	Arrefecimento por jato de água	300	1,572	1,746	0,15
1,826					
1,841					
500		-	(a)		0,00
700		-	(a)		-
(a) Rotura do provete durante o aquecimento.					

O tipo de arrefecimento aplicado apresenta-se pouco significativo nesta propriedade. Os valores obtidos não sugerem que o arrefecimento ao ar ou por jacto de água influencie, de forma positiva ou negativa, a resistência à tração do betão calcário. Contudo, a variação registada é de algum modo mais significativa no caso do betão granítico e para temperaturas até aos 300°C aproximadamente, verificando-se maiores perdas de resistência para o arrefecimento por jato de água. Estas ocorrências podem ser justificadas pela maior aderência da matriz cimentícia dos agregados calcários devido à sua maior rugosidade e porosidade (Figura 3.45).

Os resultados dos ensaios estão graficamente apresentados na Figura 3.45, verificando-se que a resistência à tração diminuiu com o aumento da temperatura (para o intervalo de temperaturas considerado neste estudo).

Se à temperatura ambiente o betão calcário e o betão granítico apresentaram um comportamento muito similar, para níveis de temperatura superiores aos 300°C, qualquer que seja o tipo de arrefecimento aplicado, o betão calcário apresentou um comportamento melhorado quando comparado com o betão granítico.

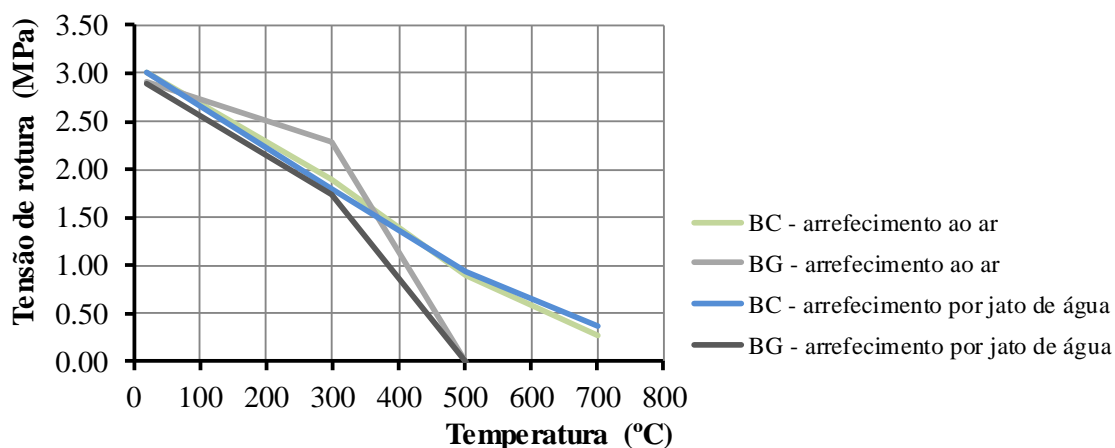


Figura 3.45. Resistência residual à tração por compressão diametral em função da temperatura

A partir dos dados obtidos nos ensaios verificou-se ainda que o betão granítico apresentou um melhor comportamento relativamente à tração por compressão diametral que o betão calcário, na situação de arrefecimento ao ar e para temperaturas até 300°C (Figura 3.46). Na situação do arrefecimento por jato de água e até aos 300°C o comportamento do betão em estudo foi muito similar.

Aos 500°C o betão calcário apresentou uma perda acentuada da sua resistência à tração por compressão diametral, tendo apenas cerca de 30% da sua capacidade, situação similar para os



dois tipos de arrefecimento. Aos 700°C o betão tinha apenas 9% da sua resistência no caso de arrefecimento ao ar e cerca de 12% no caso do arrefecimento por jacto de água (Figura 3.46).

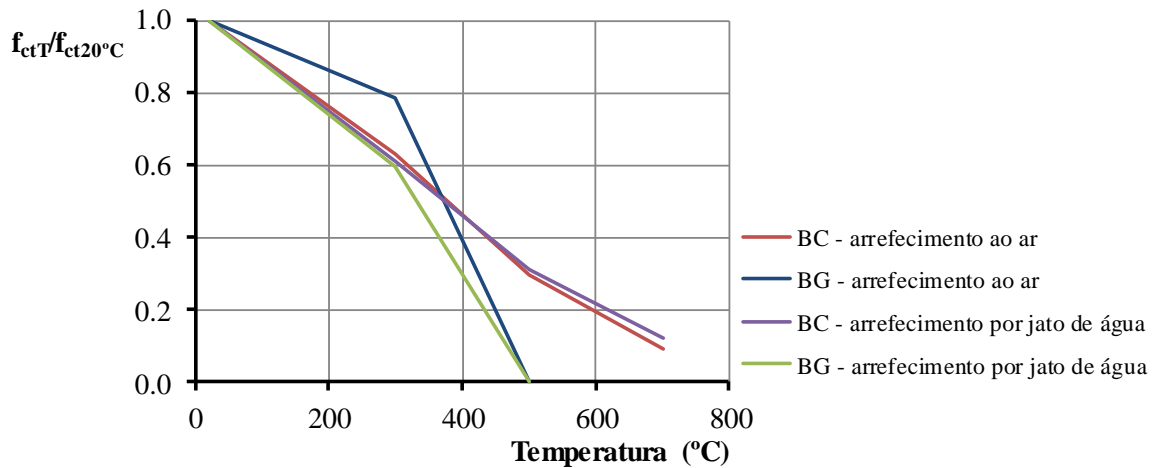


Figura 3.46. Resistência residual à tração por compressão diametral – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG)



Figura 3.47. Provetes de betão granítico - série de 500°C; arrefecimento ao ar

A Figura 3.47 mostra que os provetes constituídos por betão granítico, para níveis de temperatura igual ou superior a 500°C, durante o processo de aquecimento sofreram fissuração e *spalling* intensos não sendo depois ensaiados por compressão diametral. Esta ocorrência justifica-se devido ao baixo grau de porosidade dos agregados graníticos (Sims e Brown, 1998). O mesmo não se verificou nos provetes de betão calcário, tendo sido possível testá-los à compressão diametral. Assim, conclui-se que o betão calcário teve um comportamento melhor que o betão granítico para temperaturas superiores a 500°C.

Para os dois tipos de betão testados não é significativa a influência do processo de arrefecimento aplicado na resistência residual à tração por compressão diametral (Figura 3.48).

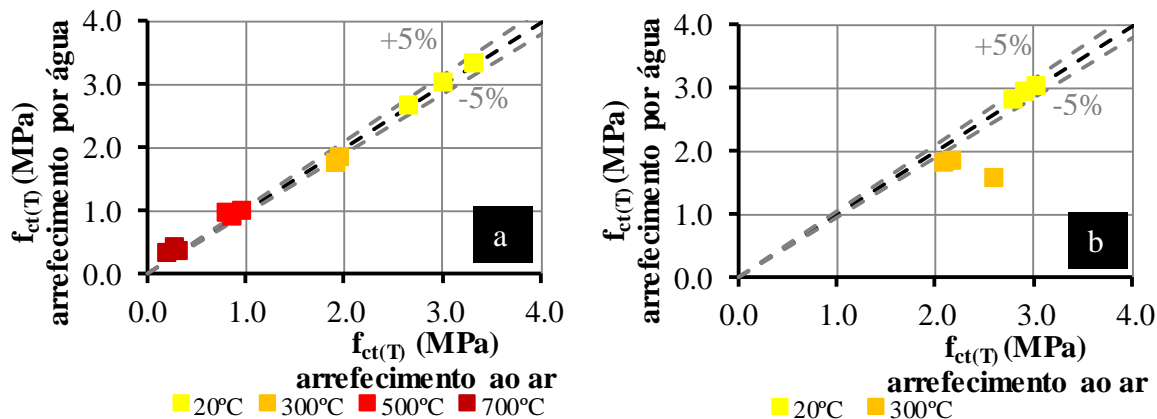


Figura 3.48. Resistência residual à tração por compressão diametral – influência do processo de arrefecimento. a) betão calcário. b) betão granítico

Da aplicação das duas metodologias para calcular a resistência residual à tração do betão (tração direta e tração por compressão diametral), não resulta uma correlação entre os valores obtidos. Verificou-se uma diferença entre o mecanismo de rotura em tração uniaxial e o mecanismo de rotura em compressão diametral. Por outro lado, verificou-se que nos ensaios de tração direta o betão granítico apresentou um comportamento mais satisfatório quando comparado com o betão calcário. Situação similar se observou nos ensaios de tração por compressão diametral até temperaturas próximas dos 350°C. No entanto, esta situação inverteu-se para níveis mais elevados de temperatura em que o betão calcário recuperou, apresentando maior capacidade residual à tração que o betão granítico.

As diferentes dimensões dos provetes usados nestes ensaios podem justificar a diferença dos valores obtidos nos ensaios de tração direta e nos ensaios de compressão diametral. Esta justificação é corroborada por estudos experimentais conduzidos por Hansen et al (Hansen et al, 1996).

Também os estudos efetuados por Rocco et al sobre o efeito da dimensão dos provetes e das condições de transmissão de carga na resistência à compressão diametral permitiram concluir que esta depende principalmente do diâmetro do provete e das dimensões do elemento transmissor de carga, nomeadamente a sua largura. Neste sentido, os autores consideraram pertinente questionar se a resistência à tração obtida por este ensaio é efetivamente uma propriedade inerente ao material (Rocco et al, 1999).

Assim, para o ensaio de compressão diametral fornecer valores semelhantes aos obtidos num ensaio de tração direta devem-se considerar as dimensões dos provetes e dos elementos transmissores de carga e o tipo de controlo utilizado. Asseguradas estas condições, o ensaio de tração por compressão diametral pode ser um meio eficaz na avaliação da resistência à tração de betões. A validade deste tipo de ensaio é sublinhada pelo CEB-FIP que refere que o ensaio de compressão diametral é um ensaio útil para determinar indiretamente a resistência à tração, uma vez que é simples de realizar e é menos dependente do fator de escala dos provetes (FIB, 1999).

### Proposta de equações simplificadas para determinar a resistência residual à tração por compressão diametral

As Figuras 3.49 e 3.50 apresentam equações simples para determinar a resistência residual à tração por compressão diametral, para os dois tipos de betão em estudo e considerando o arrefecimento por ar e arrefecimento por jato de água.

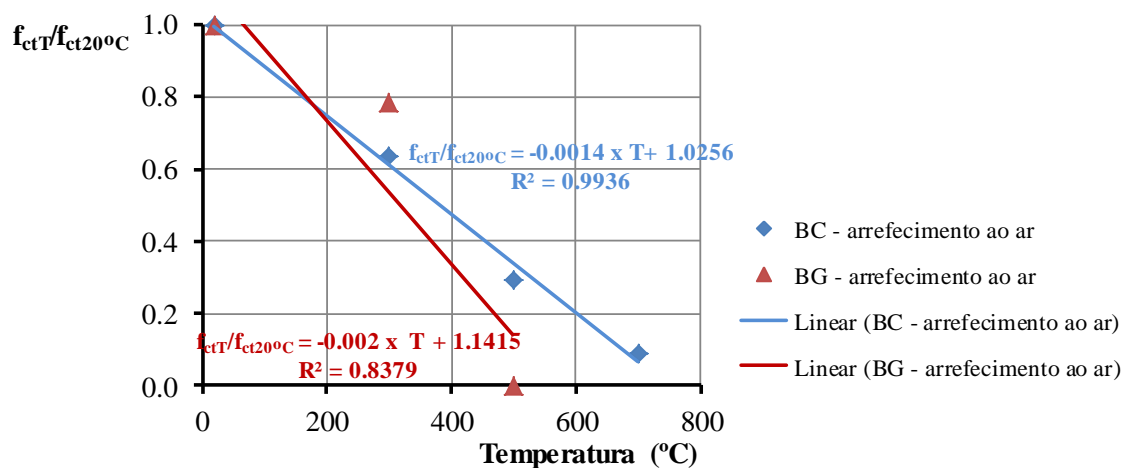


Figura 3.49. Equações simples para determinar a resistência residual à tração por compressão diametral em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

Os valores do coeficiente de correlação obtidos para os dois tipos de betão e para os dois métodos de arrefecimento em estudo, foram respetivamente:  $R^2$  (BC; ar) = 0,99;  $R^2$  (BG; ar) = 0,84;  $R^2$  (BC; água) = 0,96;  $R^2$  (BG; água) = 0,96. Os valores obtidos evidenciam a existência de uma relação linear forte entre as variáveis em estudo.

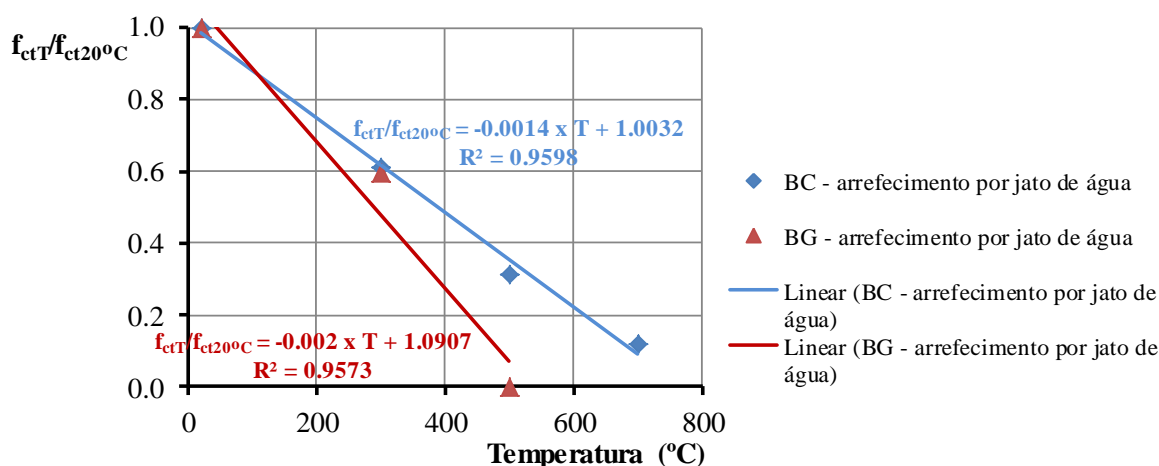


Figura 3.50. Equações simples para determinar a resistência residual à tração por compressão diametral em função da temperatura – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

Todavia, regista-se que o betão granítico apresenta sistematicamente valores inferiores da resistência à tração por compressão diametral quando comparado com o betão calcário, com exceção da situação de exposição a temperaturas muito próximas da temperatura ambiente em que o betão granítico regista um ligeiro aumento de resistência relativamente ao betão calcário, ainda que pouco significativo.

### Comparação com os resultados de outros autores

Se compararmos os resultados obtidos nos trabalhos experimentais levados a cabo por outros autores com os resultados obtidos neste estudo experimental verificamos que os valores obtidos evidenciam uma diminuição da resistência residual à tração com o aumento da temperatura, como mostra graficamente a Figura 3.51.

Os resultados de um trabalho de investigação realizado por Thelandersson são objeto de comparação com os do presente estudo. Thelandersson testou dois tipos de betão constituídos por agregados siliciosos de resistência à compressão à temperatura ambiente de 25MPa (BS1) e 40MPa (BS2). Alguns provetes de betão foram submetidos a uma taxa de aquecimento elevada e outros a uma taxa mais baixa levando a um aquecimento lento. Quando atingida a temperatura de ensaio, os provetes foram arrefecidos lentamente ao ar no interior do forno até à temperatura ambiente. Os provetes foram aquecidos e arrefecidos sem carregamento. Para comparação com o presente estudo selecionaram-se os resultados obtidos para o betão granítico (BG) arrefecido ao ar. Verifica-se que o betão testado por Thelandersson apresentou um comportamento semelhante relativamente à redução da resistência residual à tração direta

com a temperatura, ainda que essa redução tenha sido menor do que a obtida para o betão estudado neste trabalho (Thelandersson, 1971).

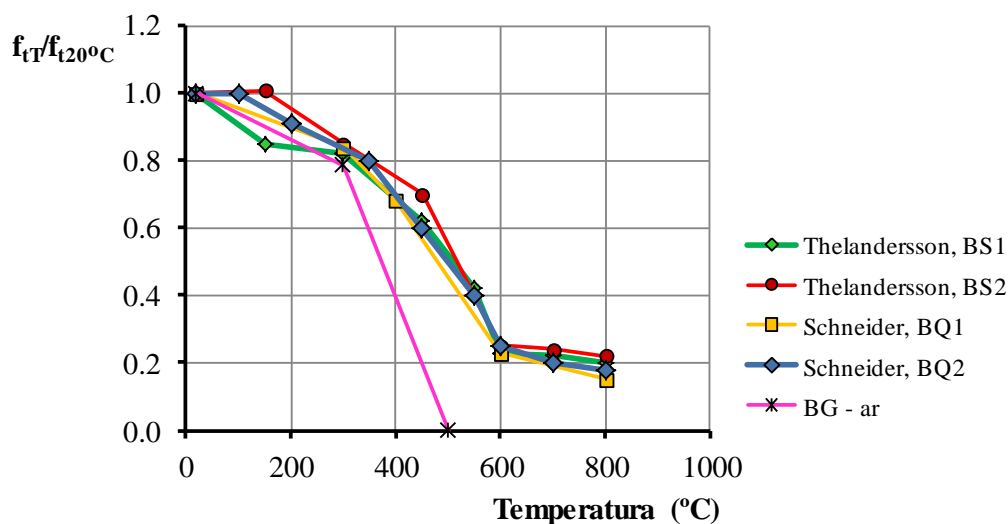


Figura 3.51. Comparação dos resultados da resistência residual à tração direta e resistência residual à tração por compressão diametral com os obtidos por outros autores (Thelandersson, 1971; Schneider, 1982)

Os resultados de um trabalho de investigação realizado por Schneider também são comparáveis com os do presente estudo. O autor estudou betão constituído por agregados de quartzo com resistências à compressão à temperatura ambiente de 21.5MPa (BQ1) e 40.8MPa (BQ2). Os resultados obtidos neste estudo para o betão granítico (BG) arrefecido ao ar são mais uma vez os selecionados para comparar com os resultados obtidos por Schneider (Schneider, 1982).

O trabalho desenvolvido por Schneider apresenta valores similares aos obtidos por Thelandersson. Aos 300°C as duas classes de betão perdem cerca de 15% da sua resistência residual à tração e aos 600°C perdem aproximadamente 75%. Tais valores apresentam-se similares aos obtidos no presente trabalho verificando-se, no entanto, uma perda mais acentuada justificada pelas diferenças da constituição do betão e pelo facto de se aplicar uma carga de compressão aos provetes durante a fase de aquecimento.

### 3.5 Resistência à Flexão

Os ensaios foram realizados respeitando a norma NP EN 12390-5 (NP EN 12390-5, 2009). Os ensaios efetuados foram do tipo flexão em três pontos.

**Provetes**

Os ensaios de resistência à flexão foram realizados em provetes prismáticos com 150mm de lado e 600mm de altura em conformidade com a NP EN 12390-5 (NP EN 12390-5, 2009) (Figura 3.52).

Um provete por cada série de ensaios foi provido com cinco termopares tipo K para controlar a evolução da temperatura no seu interior. A localização dos termopares nos provetes está representada na Figura 3.53.



Figura 3.52. Provetes utilizados nos ensaios de resistência à flexão

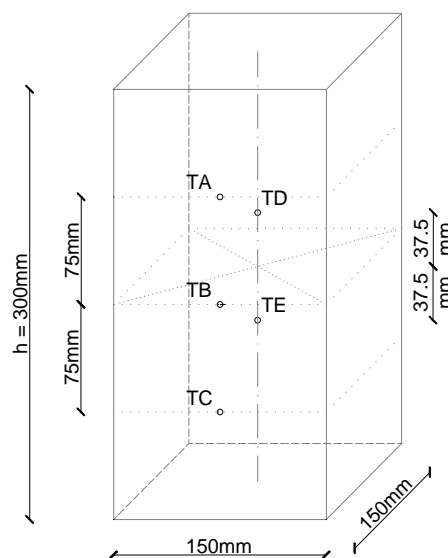


Figura 3.53. Localização dos termopares

### Metodologia de ensaio

Os ensaios de flexão foram realizados utilizando a máquina universal de ensaios de tração/compressão usando um dispositivo apropriado para o efeito. A Figura 3.54 ilustra o dispositivo de ensaio utilizado.

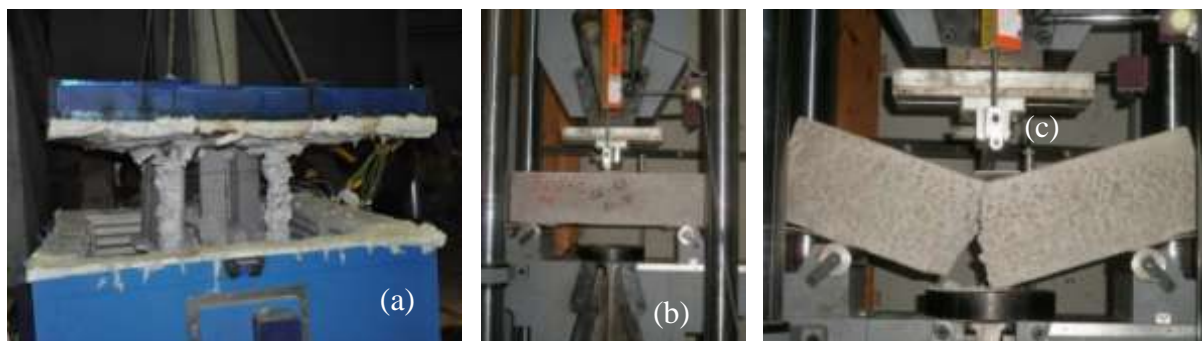


Figura 3.54. Sistema de ensaio – resistência à flexão

O sistema de ensaio foi composto por uma máquina de tração universal Servosis com capacidade máxima de carga de 600kN (b), um forno retangular Termolab com uma câmara de aquecimento com as dimensões 150cmx150cmx100cm (temperatura máxima de 1200°C) (a) e um sistema de aquisição de dados TML TDS 530. Para a realização dos ensaios de flexão foram acoplados às amarras da máquina dispositivos com a forma de roletes que possibilitaram a aplicação da carga no ponto pretendido (c). Estas peças tinham ainda a particularidade de serem rotuladas, o que permitiu o seu ajuste ao provete sem a aplicação de esforços parasitas originados por eventuais excentricidades deste.

A metodologia de ensaio iniciou-se pelo aquecimento dos provetes a diferentes níveis de temperatura e a uma taxa de aquecimento de 3°C/min. Seguidamente arrefeceram-se os provetes até atingirem a temperatura ambiente. À semelhança dos ensaios descritos anteriormente, aplicaram-se os dois processos de arrefecimento em estudo.

Após ciclo aquecimento/arrefecimento colocou-se o provete na máquina, corretamente centrado e com o eixo longitudinal do provete perpendicular ao eixo longitudinal dos roletes superior e inferior e assegurou-se que a direção de referência de aplicação da carga era perpendicular à direção de moldagem do provete. Seguidamente aplicou-se a carga a uma velocidade constante de 0,04 a 0,06MPa/s, sem choques e aumentando-a de forma contínua, a uma taxa constante de  $\pm 10\%$ , até não ser possível a aplicação de uma carga maior (no presente estudo foi utilizada uma velocidade de carga de 0,05MPa/s), registando-se a carga máxima atingida.

A tensão de rotura era obtida a partir do valor da força que originou a rotura e das condições geométricas do provete de ensaio. No caso de ensaios de flexão com aplicação de carga em três pontos, a tensão de rotura nas fibras mais tracionadas é dada pela expressão,

$$f_{cf} = \frac{3FI}{2d_1d_2^2} \quad (3.6)$$

Onde  $f_{cf}$  é a resistência à flexão (MPa);  $F$  é a carga máxima (N);  $I$  é a distância entre os apoios (mm);  $d_1$  e  $d_2$  são a largura e a altura da secção do provete de ensaio (mm).

### Evolução de temperaturas

Na Figura 3.55 representam-se as curvas de evolução da temperatura no interior do forno. Como se pode verificar a temperatura no interior do forno teve um desenvolvimento uniforme.

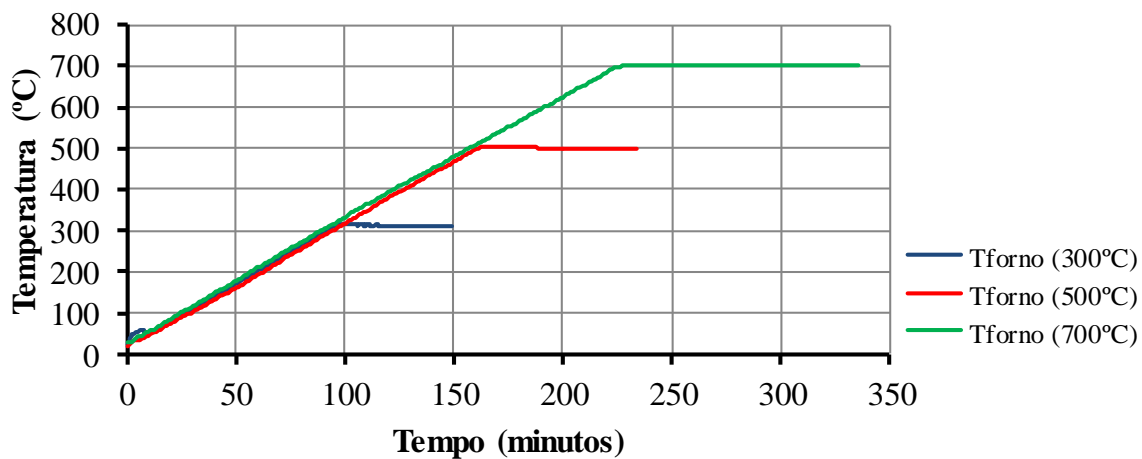


Figura 3.55. Evolução da temperatura no interior do forno para os diferentes ensaios

Nas Figuras 3.56 a) e b) apresenta-se a evolução da temperatura na superfície e no interior dos provetes de ensaio registadas durante os ensaios laboratoriais, para temperaturas máximas de 500°C.



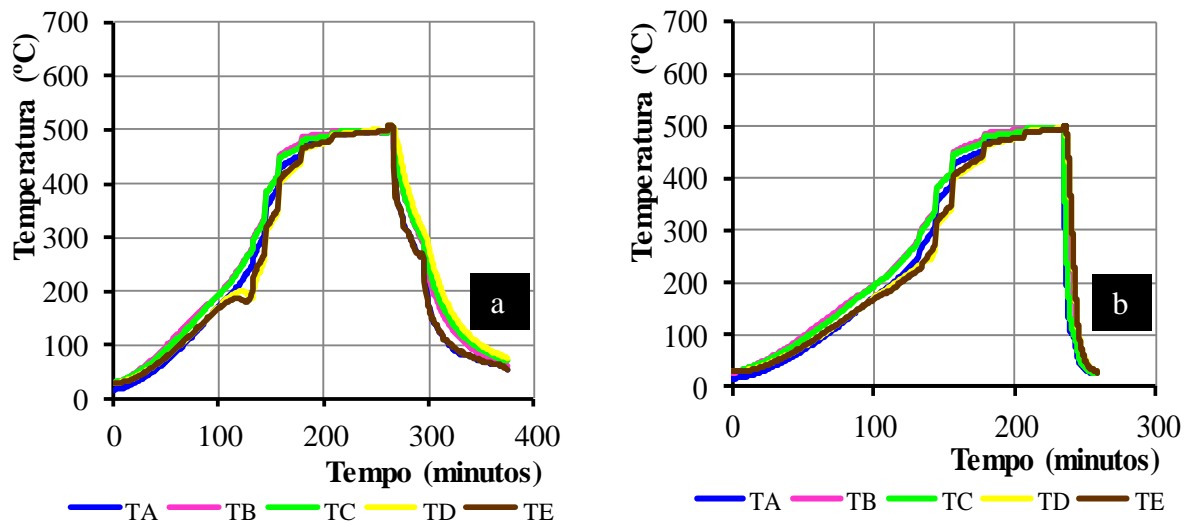


Figura 3.56. Evolução da temperatura nos provetes de betão calcário e granítico – série de 500°C. a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água

No anexo V apresentam-se as curvas de evolução da temperatura para os restantes níveis de temperatura em estudo.

### Resultados da resistência residual à flexão

Os Quadros 3.11 e 3.12 apresentam a resistência residual à flexão para cada uma das condições de arrefecimento e tipologia de betão. Os resultados revelaram uma diminuição da resistência à flexão com o aumento da temperatura. Esta diminuição foi especialmente notória acima dos 300°C.

O método de arrefecimento aplicado apresentou-se pouco significativo para os provetes de betão calcário. Os valores obtidos não sugerem a influência positiva ou negativa do tipo de arrefecimento aplicado relativamente à resistência à flexão do betão calcário. Contudo a variação registada foi significativa no caso do betão granítico, verificando-se uma diminuição da resistência à flexão na ordem dos 30% quando comparado o arrefecimento ao ar com o arrefecimento por jacto de água (Quadro 3.12).

Quadro 3.11 – Resistência residual à flexão – Betão Calcário

	Temperatura (°C)	$f_{cf(T)}$ (MPa)		Desvio padrão	$\frac{f_{cf(T)}}{f_{cf(20^{\circ}C)}}$
Arrefecimento ao ar	20	3,914	5,213	1,32	1,00
		6,566			
		5,160			
	300	3,076	3,232	0,16	0,62
		3,394			
		3,226			
	500	0,994	1,135	0,15	0,22
		1,292			
		1,120			
700	0,198	0,186	0,01	0,04	
	0,180				
	0,180				
Arrefecimento por jato de água	300	2,060	1,917	0,43	0,37
		2,256			
		1,436			
	500	1,210	1,112	0,13	0,21
		0,964			
		1,162			
	700	0,240	0,222	0,06	0,04
		0,276			
		0,150			

Quadro 3.12 – Resistência residual à flexão – Betão Granítico

	Temperatura (°C)	$f_{cf(T)}$ (MPa)		Desvio padrão	$\frac{f_{cf(T)}}{f_{cf(20^{\circ}C)}}$
Arrefecimento ao ar	20	5,388	5,130	0,43	1,00
		5,370			
		4,632			
	300	4,100	4,199	0,14	0,82
		4,298			
		5,388			
	500	-	(a)	-	0,00
	700	-	(a)	-	-
	Arrefecimento por jato de água	300	2,844	2,596	0,40
2,814					
2,130					
500		-	(a)	-	0,00
700		-	(a)	-	-
(a) Rotura do provete durante o aquecimento.					

Os dados constantes no Quadro 3.11 mostram que a resistência residual à flexão do betão calcário, para o nível de temperatura de 300°C, apresenta apenas 62% da sua resistência à temperatura ambiente no caso do arrefecimento ao ar e 37% no caso de arrefecimento por jacto de água. No entanto para o nível de temperatura de 500°C, apresenta apenas 22% na situação de arrefecimento ao ar e 21% na situação de arrefecimento por jacto de água. Assim, conclui-se que o método de arrefecimento tem grande influência para a temperatura de 500°C.

O Quadro 3.12 mostra que a resistência residual à flexão do betão granítico, para a temperatura de 300°C, é de 82% da sua resistência à temperatura ambiente no caso do arrefecimento ao ar e 51% no caso de arrefecimento por jacto de água. No entanto para a temperatura de 500°C, todos os provetes romperam durante a fase de aquecimento.

Para temperaturas até 300°C o betão granítico apresentou maior resistência residual à flexão que o betão calcário, para ambos os modos de arrefecimento testados. Situação que se inverteu para temperaturas acima dos 300°C, verificando-se um comportamento mais satisfatório do betão calcário quando comparado com o betão granítico.

A Figura 3.57 mostra os valores médios da tensão de rotura obtidos para as diferentes condições de ensaio. No anexo V.3 pode-se visualizar a rotura sofrida pelos provetes após o presente ensaio.

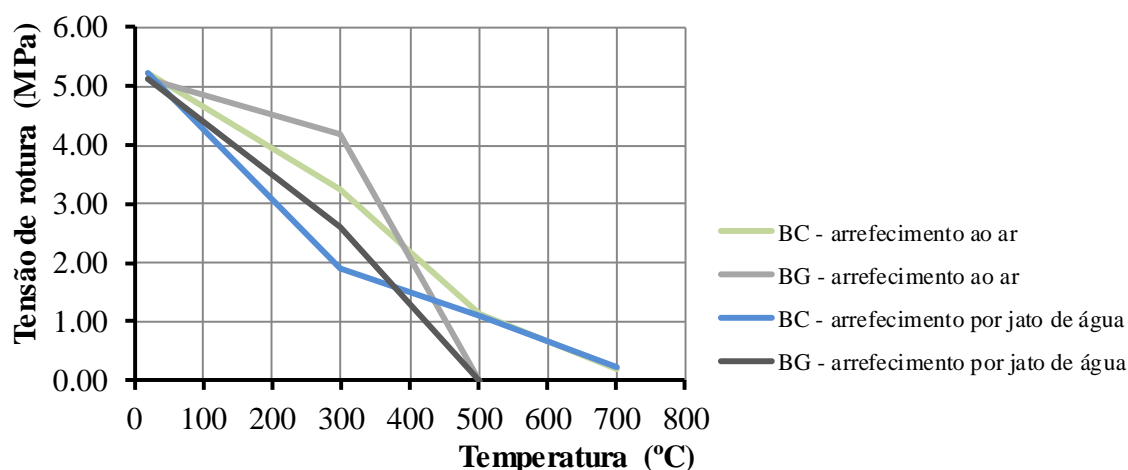


Figura 3.57. Resistência residual à flexão em função da temperatura

À temperatura ambiente os betões calcário e granítico apresentaram um comportamento muito similar. O arrefecimento por jato de água apresentou-se mais penalizador que o arrefecimento lento ao ar, para ambos os tipos de betão em estudo. Salienta-se o facto de, para temperaturas

acima dos 500°C, o comportamento do betão calcário ser similar para os dois tipos de arrefecimento aplicados.

A Figura 3.58 apresenta os valores da resistência residual à flexão. Assim, para a temperatura de 400°C, os dois tipos de betão em estudo apresentam cerca de 40% da resistência residual à flexão no caso de arrefecimento ao ar e cerca de 30% no caso de arrefecimento por jacto de água. Até este nível de temperatura, o betão granítico tem um melhor comportamento que o betão calcário. Para temperaturas acima dos 500°C, o betão calcário apresenta um comportamento mais satisfatório que o betão granítico, independentemente do tipo de arrefecimento aplicado.

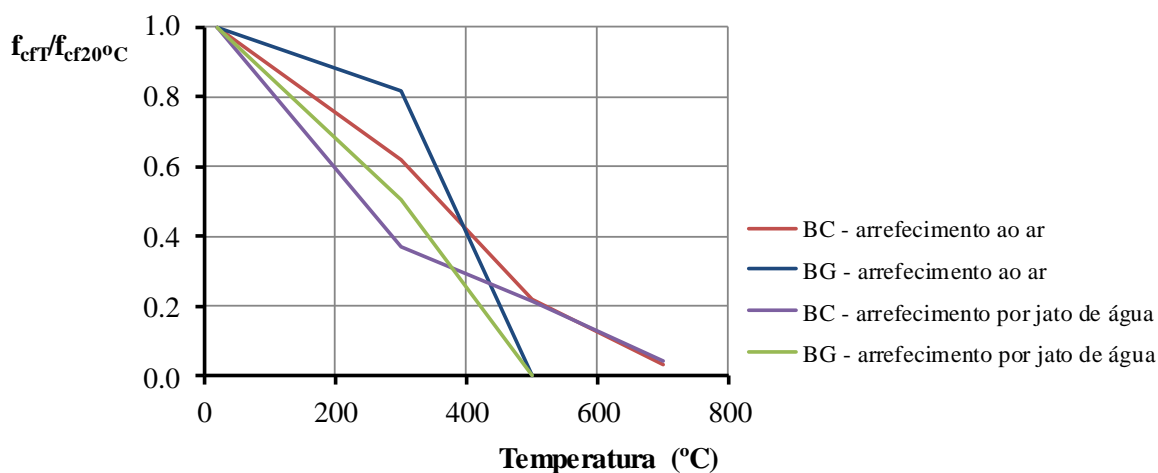


Figura 3.58. Resistência residual à flexão – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jacto de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

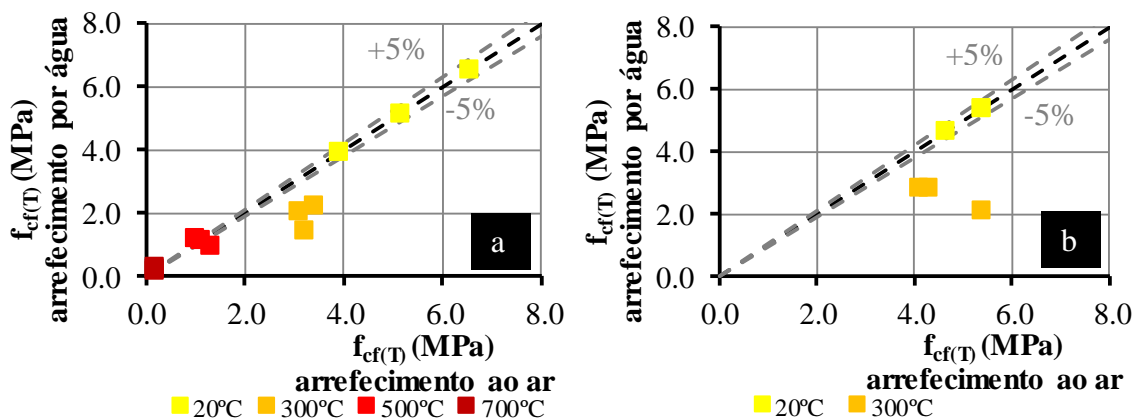


Figura 3.59. Resistência residual à flexão – influência do processo de arrefecimento.  
a) betão calcário. b) betão granítico

A influência do processo de arrefecimento por jato de água quando comparado com arrefecimento ao ar é mais evidente para temperaturas até 300°C (Figura 3.59). Para temperaturas mais elevadas esta influência mostra-se pouco relevante.

**Proposta de equações simplificadas para determinar a resistência residual à flexão**

As Figuras 3.60 e 3.61 mostram a variação da relação entre a resistência residual à flexão do betão com a temperatura, nas situações de arrefecimento ao ar (Figura 3.60) e arrefecimento por jato de água (Figura 3.61).

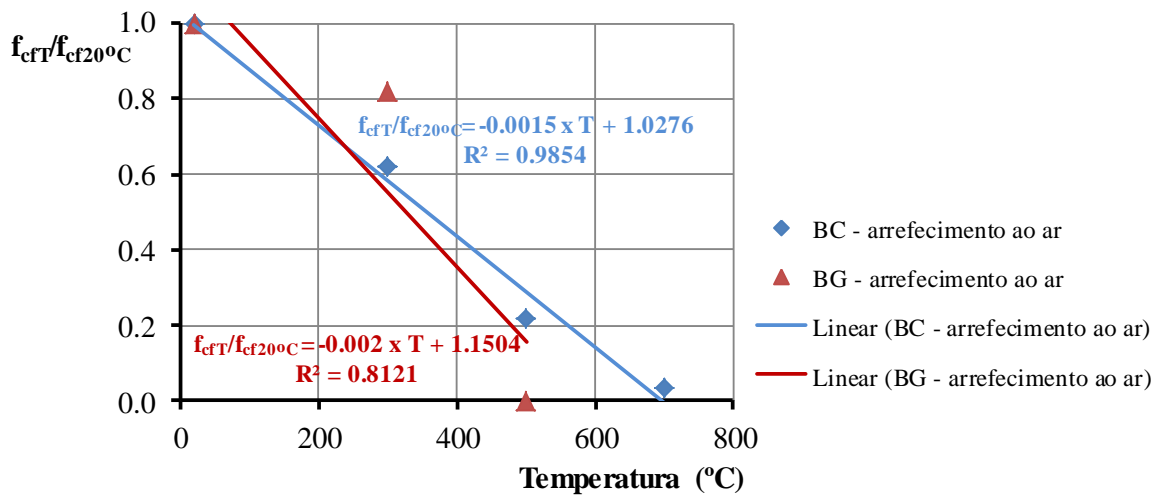


Figura 3.60. Equações simples para determinar a resistência residual à flexão em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

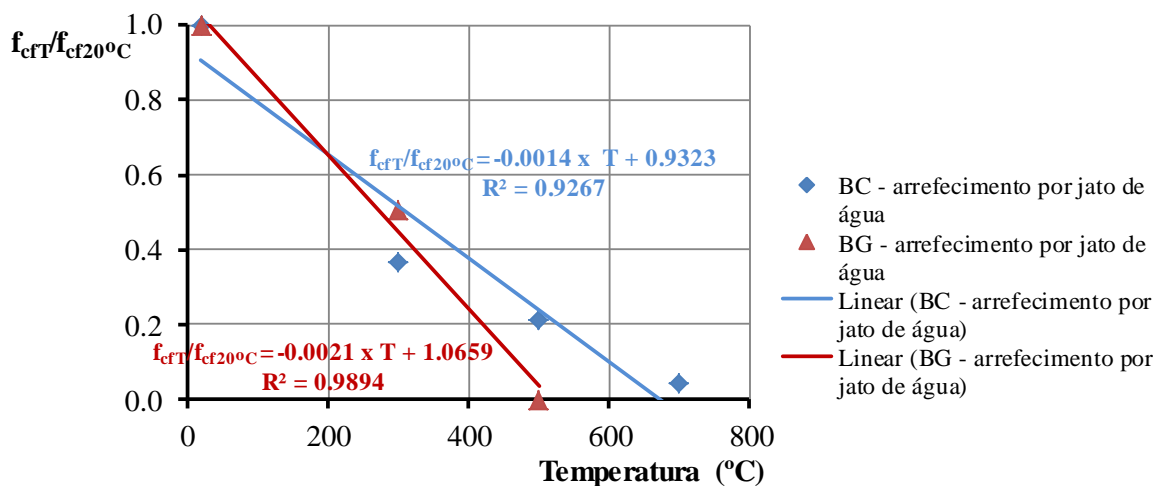


Figura 3.61. Equações simples para determinar a resistência residual à flexão em função da temperatura – arrefecimento por jacto de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

A análise das correlações apresentadas mostra que as equações simples propostas apresentam um coeficiente de correlação muito próximo de um. Este facto indicia uma dispersão de valores pouco significativa, demonstrando a fiabilidade da metodologia proposta.

### Comparação com os resultados de outros autores

A Figura 3.62 apresenta uma comparação dos valores obtidos no presente estudo com os de outros autores encontrados na literatura da especialidade. Nos vários estudos constata-se que a resistência residual à flexão diminui com o aumento da temperatura.

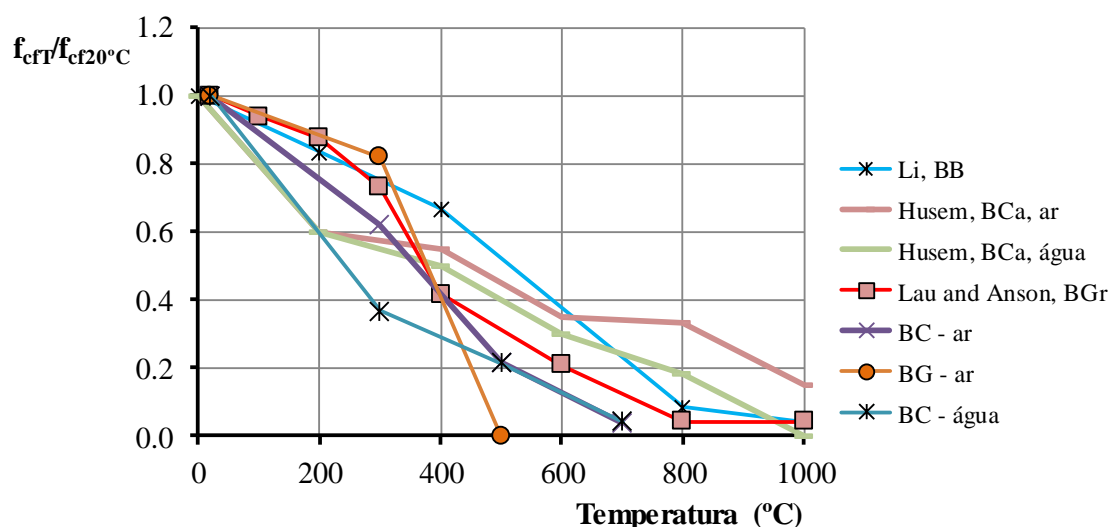


Figura 3.62. Comparação dos resultados da resistência residual à flexão com os obtidos por outros autores (Li et al, 2004; Husem, 2006; Lau e Anson, 2006)

Os resultados do presente estudo são comparados com os de Li et al. Estes autores realizaram ensaios residuais de flexão em betão constituído por agregados de basalto (BB). Os provetes foram aquecidos seguindo uma curva de aquecimento semelhante à curva de fogo ISO 834 e arrefecidos lentamente ao ar dentro do forno (Li et al, 2004).

Comparando os resultados de Li et al com os do presente estudo para o betão granítico (BG) arrefecido ao ar, os valores da resistência residual à flexão foram semelhantes até 300°C e, após este nível de temperatura, os valores do BG diminuíram de forma brusca enquanto os valores do BB diminuíram lentamente.

Os resultados do presente estudo para o betão calcário (BC) são também comparáveis com os de Husem (betão arrefecido ao ar (BCa, ar) e em água (BCa, água)) (Husem, 2006). No caso de arrefecimento ao ar o BC sofreu uma menor diminuição da resistência residual à flexão até aos 300°C. Após esta temperatura, a diminuição do valor da presente propriedade mecânica foi muito maior para o betão do presente estudo, pois enquanto o betão testado por Husem

ainda apresentava alguma resistência até cerca dos 1000°C o betão BC apresentou uma resistência nula para temperaturas à volta dos 700°C. Esse comportamento pode ser justificado por alguma instabilidade térmica dos agregados calcários usados na fabricação do BC.

No caso de arrefecimento por jato de água, a diminuição da resistência residual à flexão do betão testado por Husem foi semelhante à diminuição apresentada pelo BC até aos 200°C. Para temperaturas superiores, a diminuição em função da temperatura foi maior para o BC do que para o betão testado por Husem.

Lau e Anson realizaram ensaios para determinar a resistência residual à flexão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson para betões correntes e betões de elevado desempenho constituídos por agregados de granito, com e sem fibras de aço. Os provetes depois de aquecidos foram arrefecidos lentamente ao ar (Lau e Anson, 2006).

Os resultados da resistência residual à flexão do betão corrente constituído por agregados de granito (BGr) ( $f_c = 39\text{MPa}$ ) testado por Lau e Anson são comparáveis com os do BG, arrefecido ao ar, testado neste trabalho. O betão de Lau e Anson apresenta valores muito semelhantes aos valores do BG até temperaturas de 400°C, após esta temperatura o BG apresentou uma grande redução sendo o valor nulo aos 500°C e o BGr apresentou uma redução pouco acentuada, sendo o valor quase nulo apenas aos 1000°C.

### 3.6 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade do betão está associado à sua deformabilidade, dado que este parâmetro afeta a resposta das estruturas às solicitações que lhes são impostas, tanto ao nível das deformações como na distribuição dos esforços. A relação tensão/extensão ( $\sigma/\epsilon$ ) de um betão não é linear, pelo que não existe objetivamente um módulo de elasticidade constante neste material. Genericamente aceita-se que são passíveis de ser quantificados dois tipos de módulos de elasticidade: o módulo de elasticidade tangente à curva  $\sigma/\epsilon$  na origem e o módulo de elasticidade secante, definido pela tangente do ângulo feito pelo eixo das abcissas e a reta que passa na origem e cruza o diagrama  $\sigma/\epsilon$  a um nível estipulado de tensão.

#### Provetes

O ensaio do módulo de elasticidade foi realizado em provetes cilíndricos com 150mm de diâmetro e 300mm de altura, como se observa na Figura 3.63.

Para o controlo da evolução da temperatura no interior do betão foi testado um provete com termopares, para cada um dos níveis de temperatura a estudar, localizados conforme consta na Figura 3.64.



Figura 3.63. Provetes utilizados nos ensaios do módulo de elasticidade

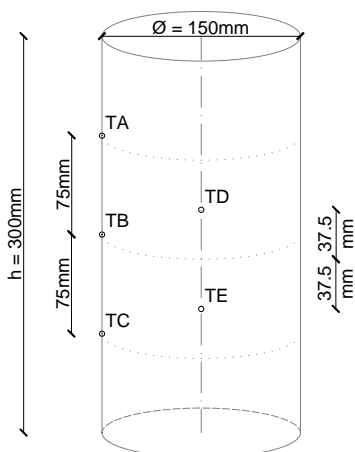


Figura 3.64. Localização dos termopares

### Metodologia de ensaio

As amostras foram aquecidas a uma taxa de 3°C/min até se atingir o nível de temperatura pretendido (300, 500 e 700°C). Após a estabilização da temperatura, os provetes foram arrefecidos (uns ao ar e outros por jato de água) até à temperatura ambiente. Seguidamente, como se pode verificar na Figura 3.65, retificaram-se as faces transversais do provete de modo a ficarem lisas e paralelas. Após a retificação, esperou-se que o provete secasse e removeu-se o excesso de humidade e/ou sujidade do provete.

Para medir o módulo de elasticidade foram aplicados três extensómetros nos provetes (TML tipo PFL-30-11) (Figura 3.66). O procedimento de ensaio seguiu as orientações do RILEM TC 129 MHT (RILEM TC 129 MHT, 2004) e as da especificação LNEC E 397 (LNEC E 397, 1993).





Figura 3.65. Retificação dos provetes utilizados nos ensaios do módulo de elasticidade



Figura 3.66. Colocação dos extensómetros nos provetes

O ensaio do módulo de elasticidade tanto pode ser realizado sob controlo de força como sob controlo de deslocamentos, uma vez que na determinação do módulo de elasticidade só interessa considerar o ramo ascendente do diagrama de tensões-extensões. A especificação do LNEC E397 fornece indicações para a realização do ensaio. Este deve ser executado sob controlo de força e contemplar o recurso a ciclos de carga até que a diferença entre as extensões em dois ciclos consecutivos não exceda  $1 \times 10^{-5}$ . Durante a realização do ensaio, a tensão aplicada deverá estar compreendida entre 0,5MPa a 1,0MPa e  $1/3$  da tensão de rotura prevista (LNEC E397, 1993).

O ensaio iniciou-se com o posicionamento do provete com auxílio de uma rótula metálica, permitindo apenas a passagem de esforço axial e garantindo que a aplicação da carga fosse a mais centrada possível (Figura 3.67). Para verificar o correto posicionamento do provete, a variação da extensão nos dois extensómetros ( $|\epsilon_{ext1} - \epsilon_{ext2}|$ ), após um ciclo de carga, não deve diferir mais do que 10%. Seguidamente aplicou-se um ciclo de carga no provete, fazendo

variar a tensão entre 0,5 a 1,0MPa ( $\sigma_a = 0,5$  a 1,0MPa) e 1/3 da tensão média de resistência à compressão ( $\sigma_b = f_c/3$ ). Registaram-se as extensões iniciais e finais obtidas, assim como as tensões aplicadas e efetuou-se outro ciclo de carga. Após cada ciclo, verificou-se a diferença entre a média das variações da extensão do presente ciclo e no ciclo anterior ( $|\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1}|$ ), sendo que esta deve ser inferior a  $1 \times 10^{-5}$ . Se o valor for superior, repete-se o ciclo de carga até que se verifique  $|\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1}| < 1 \times 10^{-5}$  entre dois ciclos sucessivos.

O ensaio realizado permitiu obter o módulo de elasticidade secante do betão em compressão, após um número especificado de ciclos de carga, para um nível de tensão na ordem de 1/3 da resistência média à compressão ( $f_c$ ). A avaliação do módulo de elasticidade dos provetes de betão foi efetuada através de ensaios cíclicos, realizados sob controlo de força, para níveis de carga compreendidos entre 0,5MPa e  $f_c/3$  da força de rotura estimada.

O módulo de elasticidade em compressão,  $E_c$  em GPa, é definido pela seguinte expressão:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_f - \sigma_i}{\varepsilon_{fn} - \varepsilon_{in}} \times 10^{-3} \quad (3.7)$$

Onde  $\sigma_f$  é a tensão máxima aplicada (MPa);  $\sigma_i$  é a tensão inicial (MPa);  $\varepsilon_{fn}$  é a extensão para a tensão  $\sigma_f$  registado no ciclo n e  $\varepsilon_{in}$  é a extensão para a tensão  $\sigma_i$  medido no ciclo n.

Do sistema de ensaio fizeram parte uma máquina de tração universal Servosis com capacidade de carga de até 600kN (b), um forno rectangular Termolab com uma câmara de aquecimento com as dimensões 150cmx150cmx100cm (temperatura máxima de 1200°C) (a) e um sistema de aquisição de dados TML TDS-530. A Figura 3.67 ilustra os dispositivos de ensaio utilizados.



Figura 3.67. Sistema de ensaio – módulo de elasticidade

### Evolução de temperaturas

Na Figura 3.68 representam-se as curvas de evolução da temperatura no interior do forno. A temperatura no interior do forno teve um desenvolvimento uniforme em cada tipo de ensaio.

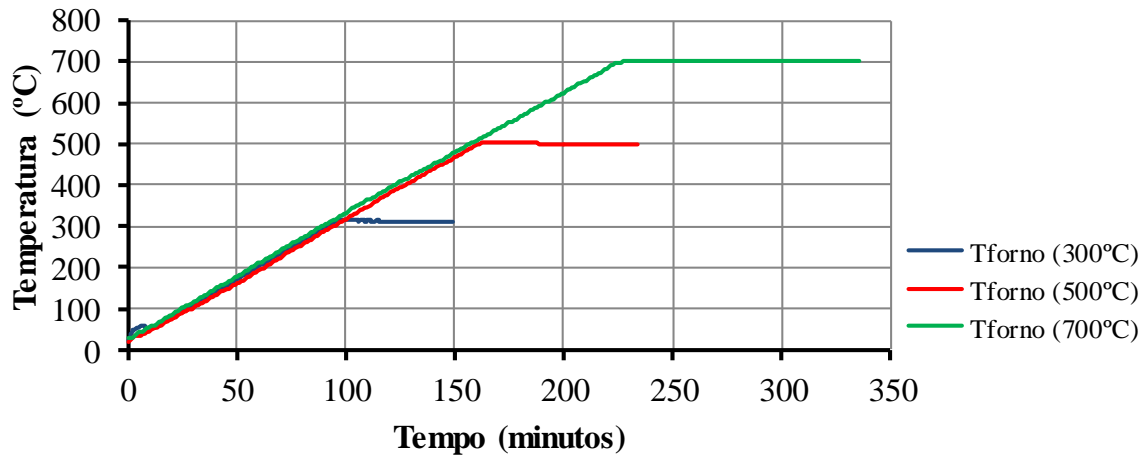


Figura 3.68. Evolução da temperatura no interior do forno para os níveis de temperatura em estudo

As Figuras 3.69 a) e b) ilustram a evolução da temperatura na superfície e no interior dos provetes de ensaio para a temperatura máxima de 500°C.

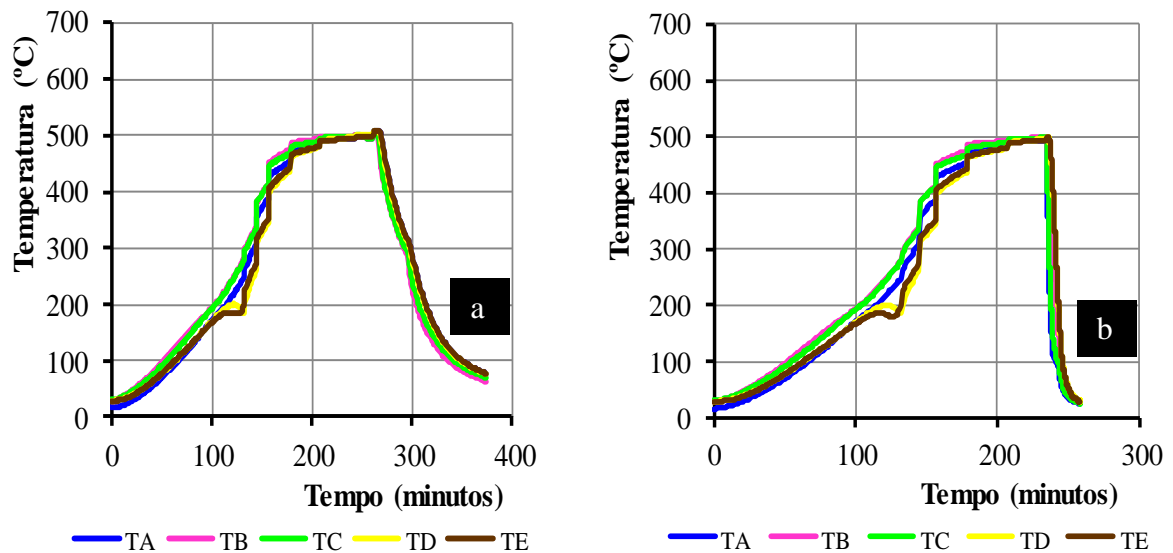


Figura 3.69. Evolução da temperatura nos provetes de betão calcário e betão granítico – série de 500°C. a) arrefecimento ao ar. b) arrefecimento por jato de água

Como se pode observar nas Figuras 3.69 a) e b), constata-se uma evolução da temperatura com algumas oscilações no andamento das curvas para temperaturas de cerca de 150°C, que

se podem dever à fissuração do betão, a fenómenos de *spalling* e ao fluxo de água no interior do betão. Na fase de arrefecimento todas as curvas apresentaram um comportamento similar.

A evolução da temperatura nos restantes provetes é igual à apresentada no Anexo IV.

### Resultados para o módulo de elasticidade residual

Os ensaios do módulo de elasticidade foram realizados de modo a permitir a determinação dos deslocamentos axiais do provete em três locais distintos, correspondendo a cada medição um determinado valor do módulo de elasticidade.

A metodologia de cálculo usada para a determinação do módulo de elasticidade é apresentada no Anexo VI.

Nos Quadros 3.13 e 3.14 são apresentados os resultados obtidos, ou seja, o valor médio de módulo de elasticidade residual para cada um dos betões estudados e para cada uma das condições de arrefecimento. Os valores do módulo de elasticidade em compressão de cada uma das composições correspondem à média registada nos diferentes instrumentos de medida (extensómetros previamente colados à superfície dos provetes), que foram determinados considerando os valores registados nos vários ciclos de carga realizados. Os valores que diferiam mais do que 10% do respetivo valor médio foram desprezados.

Quadro 3.13 – Módulo de elasticidade residual – Betão Calcário

	Temperatura (°C)	$E_{cm(T)}$ (GPa)	$\frac{E_{cm(T)}}{E_{cm(20°C)}}$
<b>Arrefecimento ao ar</b>	20	55,91	1,00
	300	20,13	0,36
	500	7,53	0,13
	700	4,26	0,08
<b>Arrefecimento por jato de água</b>	300	17,10	0,31
	500	4,55	0,08
	700	3,05	0,05

Quadro 3.14 – Módulo de elasticidade residual – Betão Granítico

	Temperatura (°C)	$E_{cm(T)}$ (GPa)	$\frac{E_{cm(T)}}{E_{cm(20°C)}}$
<b>Arrefecimento ao ar</b>	20	53,17	1,00
	300	21,63	0,41
	500	(a)	0,00
	700	(a)	-
<b>Arrefecimento</b>	300	16,59	0,37

<b>por jato de água</b>	500	(a)	0,00
	700	(a)	-
<b>(a) Rotura do provete durante o aquecimento.</b>			

Analisando os resultados obtidos, conclui-se que o módulo de elasticidade não é muito sensível ao método de arrefecimento aplicado. No caso do betão calcário, o aumento da temperatura de 300 para 500°C regista uma redução de aproximadamente 23% para o arrefecimento ao ar e para o arrefecimento por jato de água. O betão granítico, para os mesmos níveis de temperatura, regista uma redução de cerca de 40% para os dois processos de arrefecimento. Contudo, o arrefecimento mediante jato de água registou os valores mínimos do módulo de elasticidade em todas as tipologias de betão.

Os valores obtidos mostram que existe uma grande afinidade entre o módulo de elasticidade de um betão e a sua resistência à compressão - o módulo de elasticidade aumenta à medida que a resistência à compressão aumenta. No entanto, o módulo de elasticidade não depende unicamente da classe de resistência do betão mas também das propriedades dos agregados utilizados. Como demonstrou Coutinho, o módulo de elasticidade depende da porosidade dos agregados e da pasta cimentícia, pois teores de humidade mais baixos conduzem a uma hidratação deficiente da pasta de cimento e a ligações mais fracas entre esta e os agregados, assim como a uma menor compacidade. A evaporação da água de amassadura conduz a microfissuração, devido à retração do betão e à redução da sua rigidez, afetando o módulo de elasticidade (Coutinho, 1988).

A Figura 3.70 mostra os valores médios do módulo de elasticidade obtidos para as diferentes condições de ensaio. Verifica-se que as linhas de tendência registadas para o betão calcário e para o betão granítico apresentam praticamente o mesmo declive até aos 300°C, ainda que exista uma ligeira melhoria nos valores obtidos nos provetes arrefecidos ao ar quando comparados com os arrefecidos por jato de água. No entanto, para temperaturas acima dos 300°C, o comportamento do betão calcário é melhor para os dois tipos de arrefecimento aplicados.

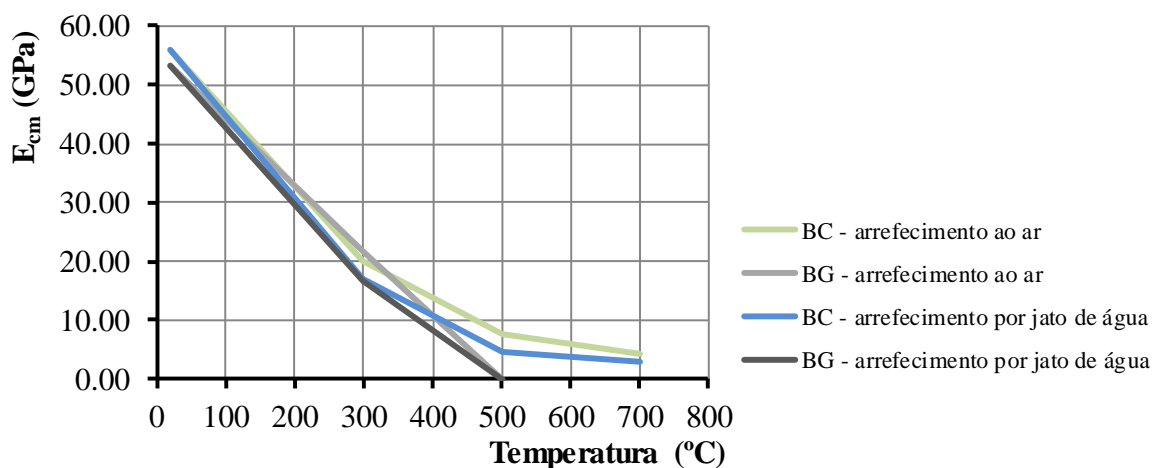


Figura 3.70. Módulo de elasticidade residual em função da temperatura

Da observação da Figura 3.70 verifica-se uma degradação desta propriedade à medida que a temperatura aumenta, ainda que menos acentuada no caso do betão calcário. Embora o arrefecimento por jato de água apresente os valores mais baixos, a variação registada é pequena não permitindo retirar uma conclusão objetiva.

A Figura 3.71 apresenta a variação do módulo de elasticidade em função do tipo de betão e do processo de arrefecimento, para os diferentes níveis de temperatura analisados.

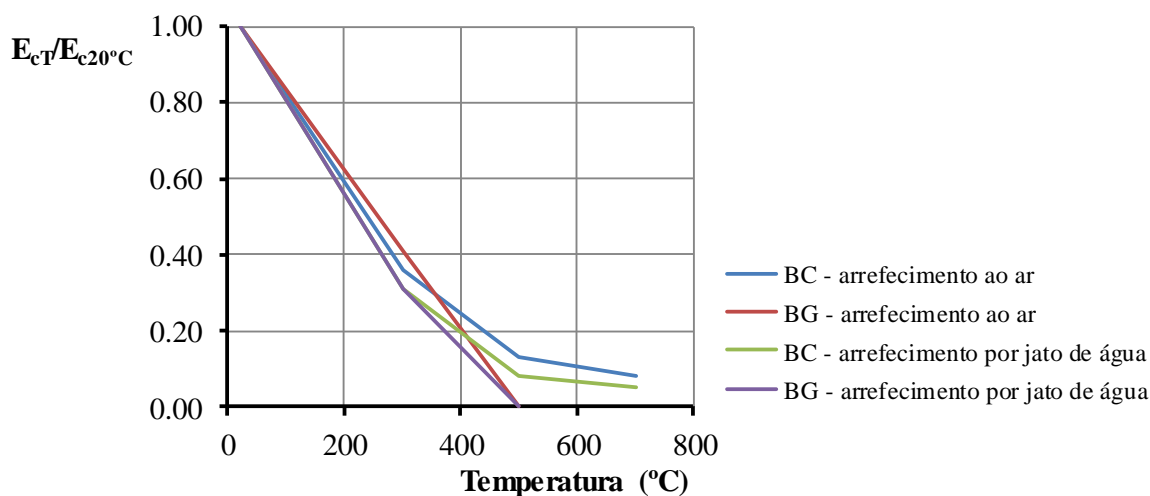


Figura 3.71. Módulo de elasticidade residual – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

Como se observa na Figura 3.71, a variação do módulo de elasticidade do betão decresce com o aumento da temperatura. O módulo de elasticidade atinge valores muito baixos para temperaturas acima de 500°C. Observa-se também que o módulo de elasticidade é menos afetado quando se aplica o arrefecimento ao ar, independentemente do tipo de agregado utilizado no fabrico do betão.

Verifica-se ainda que o betão calcário e o betão granítico apresentam um comportamento similar para temperaturas até 350°C, qualquer que seja o tipo de arrefecimento aplicado. Após essa temperatura o betão calcário apresenta um melhor desempenho que o betão granítico. Este desempenho é ainda mais evidente quando se aplica o arrefecimento ao ar.

A análise da Figura 3.72 permite verificar que a influência do processo de arrefecimento não é muito evidente nesta propriedade mecânica. Até aos 350°C os betões testados apresentaram um comportamento similar. Aos 500°C o módulo de elasticidade residual do betão granítico

apresentou um valor nulo enquanto o betão calcário ainda apresentava cerca de 10% do valor relativamente à temperatura ambiente.

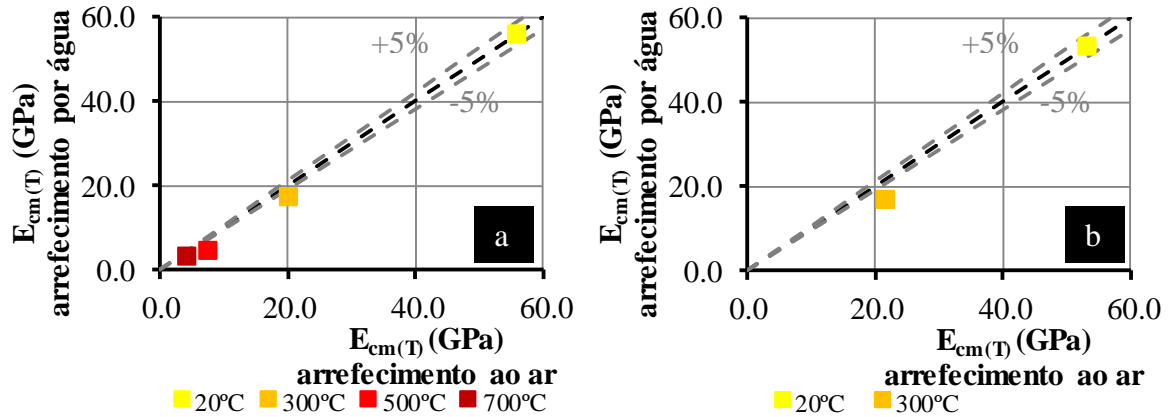


Figura 3.72. Módulo de elasticidade residual – influência do processo de arrefecimento.  
a) betão calcário. b) betão granítico

### Proposta de métodos simplificados para determinar o módulo de elasticidade residual

As Figuras 3.73 e 3.74 apresentam equações simples para a determinação do módulo de elasticidade residual em função do tipo de betão, do tipo de arrefecimento e da temperatura máxima a que o betão esteve sujeito. Analisando os resultados obtidos verifica-se que, de um modo geral, as equações simples lineares simulam adequadamente o comportamento experimental observado, predizendo o valor do módulo de elasticidade residual em função da temperatura.

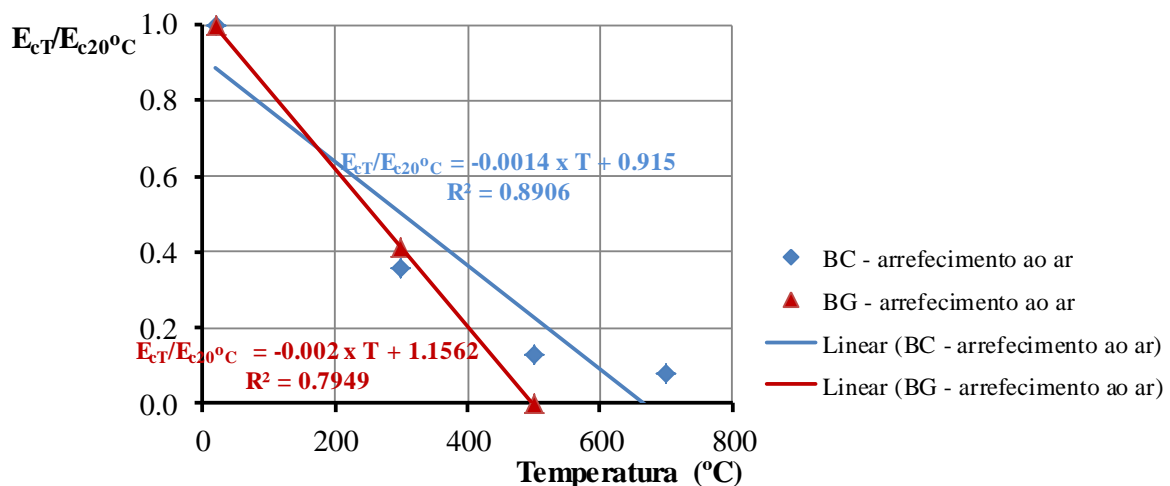


Figura 3.73. Equações simples para determinar o módulo de elasticidade residual em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

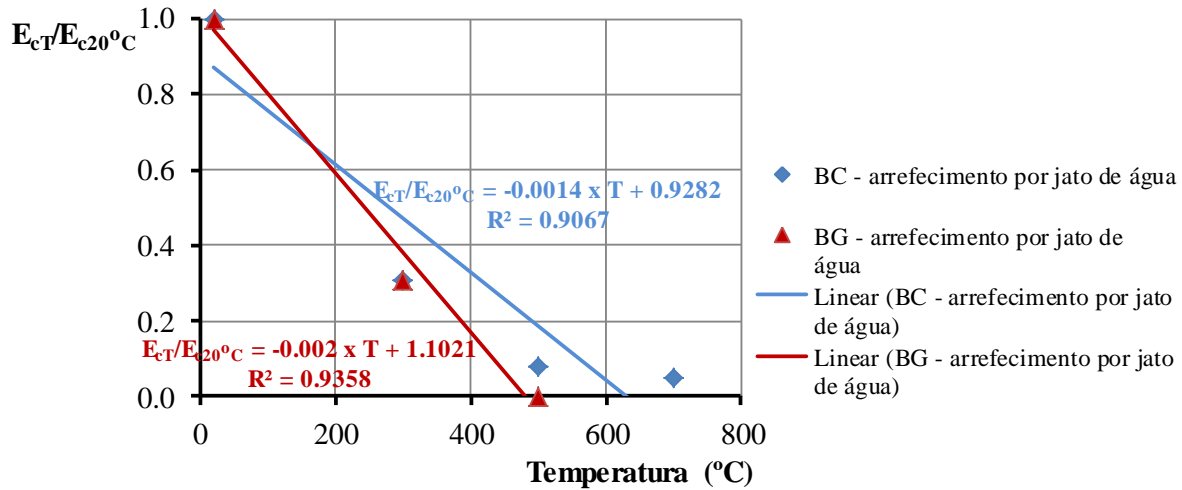


Figura 3.74. Equações simples para determinar o módulo de elasticidade residual em função da temperatura – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

### Comparação com os resultados de outros autores

Na Figura 3.75 comparam-se os resultados obtidos no presente estudo experimental com os resultados obtidos por outros autores. Constata-se que as curvas têm um desenvolvimento descendente similar, o que significa que a temperatura influencia a redução do módulo de elasticidade residual do betão. No entanto, o tipo de agregado do betão não é uma variável relevante na variação desta propriedade mecânica do betão.

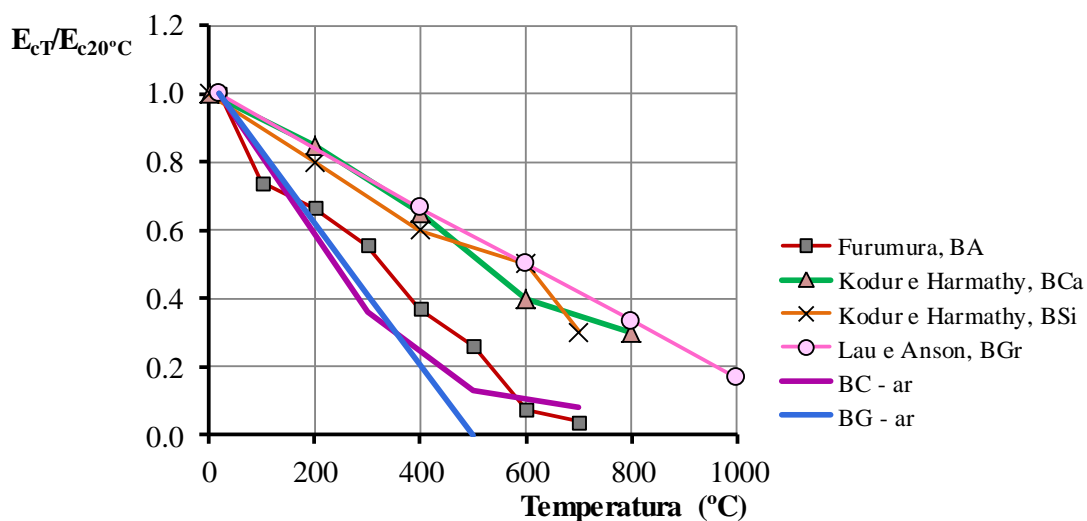




Figura 3.75. Comparação dos resultados do módulo de elasticidade residual com os obtidos por outros autores (Furumura, 1995; Kodur e Harmathy, 2002; Lau e Anson, 2006)

Os resultados do módulo de elasticidade residual obtidos por Furumura em betão corrente constituído por agregados de arenito (BA) são comparáveis neste trabalho com os do BC, arrefecidos ao ar. A forma da curva de variação do módulo de elasticidade residual em função da temperatura é semelhante para ambos os betões, no entanto entre os 200 e os 600°C o betão estudado por Furumura apresentou uma diminuição menor que o BC (Furumura, 1995).

Kodur e Harmathy apresentaram os resultados do módulo de elasticidade residual de um betão corrente constituído por agregados de silicato (BSi) e de um betão corrente constituído por agregados de calcário (BCa) (Kodur e Harmathy, 2002). O BSi e o BCa são comparáveis com o BC e BG, para o arrefecimento ao ar, respetivamente (Figura 3.75). A diminuição desta propriedade mecânica em função da temperatura apresentou-se muito semelhante para ambos os betões testados por Kodur e Harmathy e menor para os betões testados no presente estudo.

Os resultados do módulo de elasticidade residual do betão granito (BGr) testado por Lau e Anson (Lau e Anson, 2006) são comparáveis com os resultados obtidos para o betão BG testado neste trabalho. Os resultados de Lau e Anson são muito semelhantes aos de Kodur e Harmathy.

### 3.7 Coeficiente de Poisson

A determinação do coeficiente de Poisson exige a medição simultânea da extensão axial e da extensão transversal dos provetes durante o ensaio de compressão uniaxial. No entanto, a sua determinação não é propriamente complexa, uma vez que se pode adotar um esquema de ensaio semelhante ao apresentado na determinação do módulo de elasticidade mas adicionando, a meia altura do provete e na direção transversal ao seu eixo, um extensómetro para efetuar medições de deslocamentos.



Figura 3.76. Instrumentação dos provetes utilizados no cálculo do coeficiente de Poisson

Para o cálculo do coeficiente de Poisson foram aplicadas duas rosetas nos provetes (TML tipo PFLC-30-11). Os provetes cilíndricos de betão instrumentados para permitir o cálculo do coeficiente de Poisson estão representados na Figura 3.76.

As rosetas possibilitam o cálculo dos valores da extensão longitudinal e da extensão transversal e assim determinar experimentalmente o coeficiente de Poisson. O coeficiente de Poisson é definido como a relação da extensão transversal ( $\varepsilon_x$ ) e da extensão longitudinal ( $\varepsilon_y$ ).

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y} \quad (3.8)$$

Devido ao elevado grau de sensibilidade no procedimento destes ensaios, os resultados apresentaram alguma irregularidade, no entanto há uma tendência geral de declínio com o aumento da temperatura (Quadros 3.15 e 3.16).

Quadro 3.15 – Coeficiente de Poisson residual – Betão Calcário

	Temperatura (°C)	$\nu(T)$	$\frac{\nu(T)}{\nu(20^\circ\text{C})}$
<b>Arrefecimento ao ar</b>	20	0,32	1,00
	300	0,25	0,77
	500	0,29	0,92
	700	0,23	0,72
<b>Arrefecimento por jato de água</b>	300	0,23	0,73
	500	0,56	1,73
	700	0,39	1,23

Quadro 3.16 – Coeficiente de Poisson residual – Betão Granítico

	Temperatura (°C)	$\nu(T)$	$\frac{\nu(T)}{\nu(20^\circ\text{C})}$
<b>Arrefecimento ao ar</b>	20	0,14	1,00
	300	0,14	0,99
	500	(a)	0,00
	700	(a)	-
<b>Arrefecimento por jato de água</b>	300	0,16	1,10
	500	(a)	0,00
	700	(a)	-

(a) Rotura do provete durante o aquecimento.

No anexo VII apresenta-se os cálculos auxiliares usados para a determinação do coeficiente de Poisson. A evolução da temperatura nos provetes é igual à apresentada no Anexo IV.

O coeficiente de Poisson obtido para as diferentes condições de ensaio é apresentado na Figura 3.77.

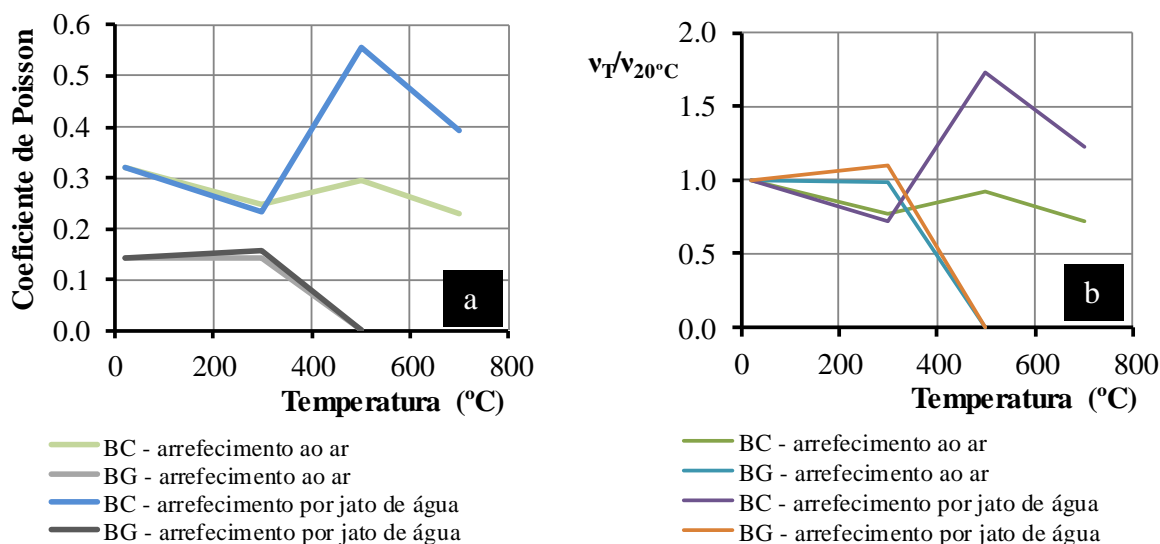


Figura 3.77. a) Coeficiente de Poisson residual em função da temperatura. b) Coeficiente de Poisson residual – arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água – comparação entre betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

A Figura 3.77 apresenta a variação do coeficiente de Poisson em função do tipo de betão, do tipo de arrefecimento e da temperatura. Os valores apresentados demonstram que o coeficiente de Poisson do betão calcário diminui com o aumento da temperatura até aos 300°C, sofrendo depois um aumento até aos 500°C. Este aumento é bastante significativo no caso de arrefecimento por jato de água. Para níveis de temperatura superiores aos 500°C, o coeficiente de Poisson volta a diminuir.

Diferentemente do comportamento do betão calcário, o betão granítico apresenta uma ligeira melhoria do coeficiente de Poisson com o aumento da temperatura até aos 300°C, decrescendo depois à medida que a temperatura sobe. Considerando o tipo de arrefecimento, verifica-se que é mais benéfico o arrefecimento por jato de água.

Em geral, um aumento da temperatura provoca um aumento nas tensões horizontal e vertical. Temperaturas mais baixas fazem com que ambas as tensões diminuam. O efeito da temperatura sobre o coeficiente de Poisson é pouco significativo já que a mudança de tensão horizontal e vertical é similar.

A razão da variação com a temperatura do coeficiente de Poisson deve-se ao facto de o processo de arrefecimento não ser uniforme e por isso as propriedades mecânicas do betão variam de ponto para ponto do provete.

O arrefecimento por jato de água em comparação com o arrefecimento ao ar para temperaturas superiores a 500°C apresenta um efeito significativo sobre o coeficiente de Poisson residual do betão calcário (Figura 3.78). Para os outros níveis de temperatura testados o processo de arrefecimento aplicado não é relevante.

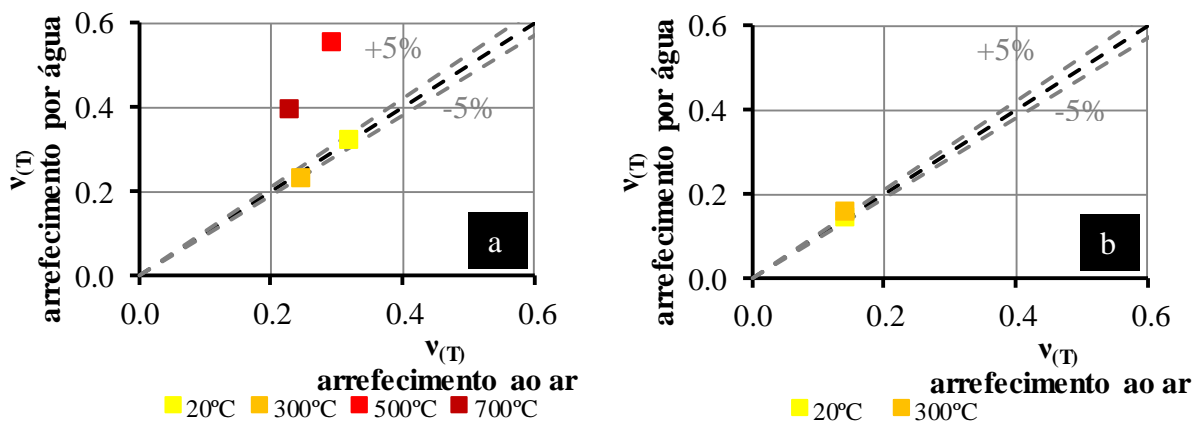


Figura 3.78. Coeficiente de Poisson residual – influência do processo de arrefecimento.  
a) betão calcário. b) betão granítico

### Proposta de equações simplificadas para determinar o coeficiente de Poisson residual

Nas Figuras 3.79 e 3.80 apresentam-se equações simplificadas para a determinação do coeficiente de Poisson residual em função do tipo de betão, do tipo de arrefecimento e da temperatura máxima a que o betão esteve sujeito.

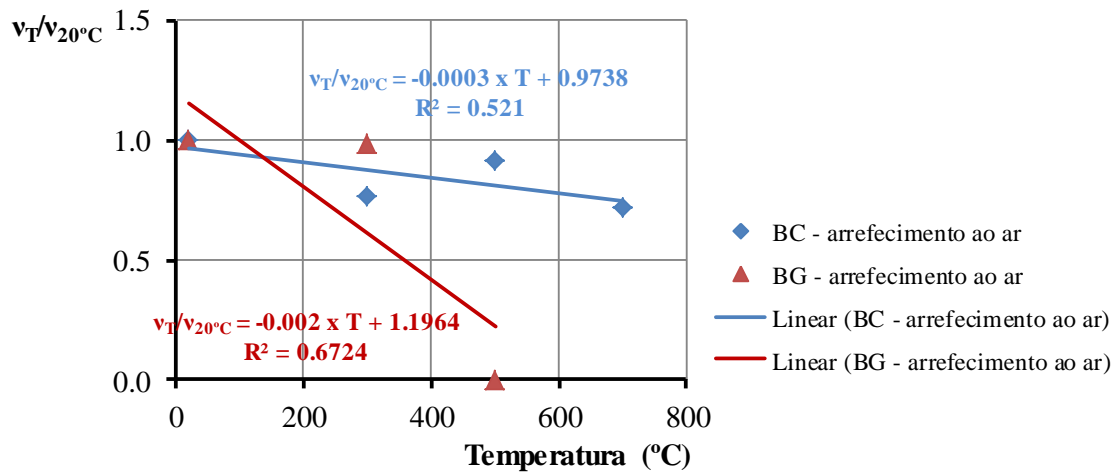


Figura 3.79. Equações simples para determinar o coeficiente de Poisson residual em função da temperatura – arrefecimento ao ar – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

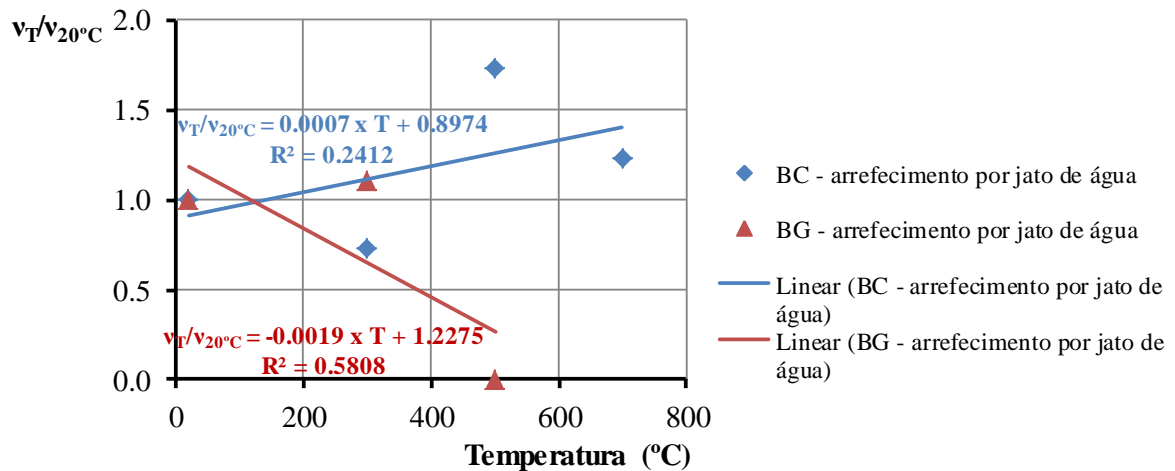


Figura 3.80. Equações simples para determinar o coeficiente de Poisson residual em função da temperatura – arrefecimento por jato de água – betão calcário (BC) e betão granítico (BG)

Analisando os resultados obtidos verifica-se que a aplicação das equações propostas pode tornar-se falível uma vez que o coeficiente de correlação apresenta valores relativamente baixos. Valores que estão em consonância com os resultados irregulares obtidos experimentalmente.

### Comparação com os resultados de outros autores

A Figura 3.81 compara os resultados obtidos no presente estudo com os registados por Lau e Anson (Lau e Anson, 2006).

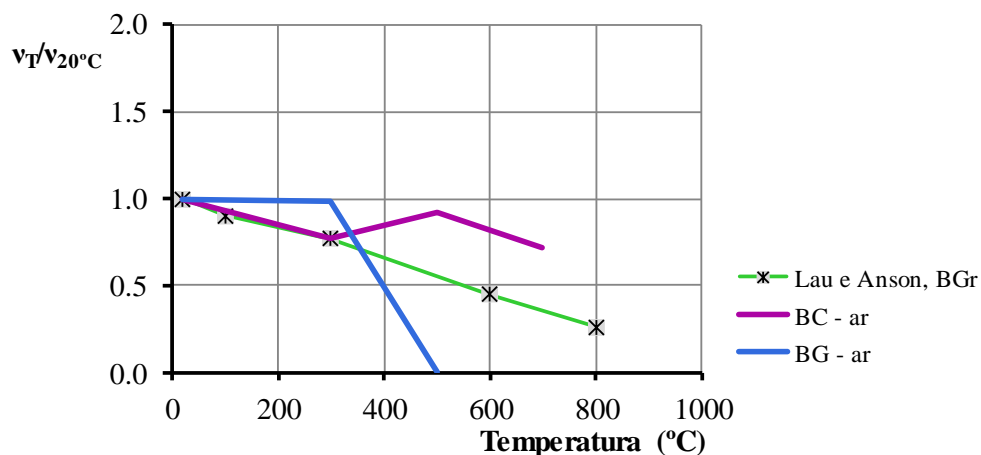


Figura 3.81. Comparação dos resultados do coeficiente de Poisson residual com os obtidos por Lau e Anson (Lau e Anson, 2006)

Os resultados obtidos no presente estudo para o BC, arrefecido ao ar, são semelhantes aos resultados obtidos por Lau e Anson até temperaturas de 300°C. Após esta temperatura, os valores obtidos por Lau e Anson continuam a diminuir enquanto os obtidos para o BC aumentam. No entanto, o betão testado por Lau e Anson era um betão granítico, devendo ser comparado com os resultados do betão BG do presente estudo. O BG apresentou um comportamento diferente em função da temperatura quando comparado com o betão testado por Lau e Anson (BGr). Tal facto pode ser explicado pelas diferentes composições de betão e pelo processo de aquecimento aplicado nos dois trabalhos de investigação.

### 3.8 Considerações Finais

O trabalho experimental desenvolvido permitiu demonstrar que a temperatura afeta negativamente as propriedades mecânicas residuais dos betões. Constatou-se que o betão constituído por agregados calcários e o betão constituído por agregados graníticos sofreram igualmente reduções importantes nas suas propriedades mecânicas quando submetidos a altas temperaturas. Todas as propriedades analisadas revelaram uma diminuição à medida que a temperatura aumentava.

A resistência à compressão do betão sofreu uma redução substancial com o aumento da temperatura. Ainda que a diminuição seja ligeira até temperaturas próximas dos 300°C, essa redução acentuou-se para temperaturas superiores.

O processo de arrefecimento apresentou uma influência também ela importante na redução da resistência residual à compressão dos betões ensaiados. Verificou-se que o arrefecimento por jato de água provoca grandes reduções na resistência residual à compressão do betão mesmo para temperaturas relativamente baixas.

Considerando os dois tipos de betão, verificou-se que nos provetes em que se aplicou o arrefecimento por jato de água, o betão calcário apresentou pior desempenho quando comparado com o betão granítico, independentemente do nível de carga e da temperatura atingida. No entanto, no caso do arrefecimento ao ar, os provetes constituídos por betão calcário recuperaram o seu desempenho quando comparados com o betão granítico para nível de carga  $0,7f_{cd}$  e temperaturas acima de  $400^{\circ}\text{C}$ .

À medida que o nível de carga aumenta mais significativa é a influência do processo de arrefecimento na redução da resistência residual à compressão do betão. Comparando os dois processos de arrefecimento aplicados, verifica-se que essa influência é mais negativa no arrefecimento por jato de água.

A resistência residual à tração do betão também diminui com o aumento da temperatura. O estudo desta propriedade mecânica mostrou que a composição do betão (mistura e natureza de agregados) é uma variável que influencia essa diminuição devido às transformações térmicas ocorridas nos seus constituintes. Constatou-se que essa redução é maior no betão calcário do que no betão granítico, independentemente do nível de temperatura atingido e do tipo de arrefecimento aplicado.

Considerando o tipo de arrefecimento aplicado, verificou-se que o betão apresenta um melhor comportamento quando arrefecido lentamente ao ar do que por jato de água apenas para temperaturas na ordem dos  $450\text{-}500^{\circ}\text{C}$ . No entanto esta situação inverte-se para altas temperaturas, tendo o betão um melhor comportamento quando arrefecido por jato de água.

A resistência residual à flexão sofre alterações em função do tipo de arrefecimento aplicado. O arrefecimento ao ar tem um efeito menos acentuado quando comparado com o arrefecimento por jato de água, independentemente do tipo de betão. Todavia, o uso de agregados calcários melhora o comportamento à flexão quando comparado com os agregados graníticos.

O módulo de elasticidade do betão decresce com o aumento da temperatura, independentemente do tipo de agregados constitutivos do betão e do método de arrefecimento aplicado. No entanto, o arrefecimento por jato de água causa mais danos do que o arrefecimento ao ar.

Os ensaios experimentais realizados e os dados obtidos mostram que o efeito da temperatura sobre o coeficiente de Poisson é pouco conclusivo, uma vez que há uma grande dispersão e inconstância de valores. No entanto a tendência, à semelhança das propriedades já referidas, é de diminuição à medida que a temperatura aumenta.

Os resultados deste programa experimental são similares aos descritos na literatura. Verifica-se que a resistência dos elementos de betão diminui com o aumento da temperatura, podendo atingir uma perda quase total para temperaturas acima dos 600°C. De igual modo, deve-se atender ao processo de arrefecimento aplicado, dado que quanto mais brusco este for maiores são os danos causados.



## 4 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 4.1 Conclusões

No trabalho de investigação conducente a esta tese de doutoramento determinaram-se e caracterizaram-se as propriedades mecânicas residuais de betões normais após incêndio. Esta proposta de investigação surgiu no seguimento da escassa investigação sobre esta temática assim como de metodologias simplificadas de cálculo para avaliação da capacidade resistente residual de elementos de betão após incêndio.

Assim, o objetivo deste trabalho foi o de contribuir para uma melhor compreensão dos riscos de instabilidade térmica do betão, sistematizando a perda das propriedades mecânicas do betão normal após exposição a temperaturas elevadas - tarefa fundamental quando se pretende reabilitar uma estrutura parcial ou totalmente danificada pelo incêndio.

A investigação incidiu no estudo de duas composições de betão normal - uma constituída por agregados calcários e outra constituída por agregados graníticos. Após processo de cura foram realizados os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração direta, resistência à tração por compressão diametral, resistência à flexão e módulo de elasticidade. As variáveis testadas foram os diferentes níveis de carregamento ( $0,3 f_{cd}$  e  $0,7f_{cd}$ ), os diferentes níveis de temperatura (20, 300, 500 e 700°C) e o modo de arrefecimento (arrefecimento ao ar e arrefecimento por jato de água).

A análise dos dados obtidos contribui para um conhecimento mais consistente das propriedades mecânicas residuais do betão e permitiu extrair as seguintes conclusões.

Os resultados obtidos através do programa experimental desenvolvido permitem concluir que, no caso do arrefecimento ao ar, a resistência residual à compressão do betão diminui em função da temperatura máxima a que este esteve sujeito. Esta diminuição é semelhante até aos 300°C para os níveis de carregamento considerados ( $0,3f_{cd}$  e  $0,7f_{cd}$ ) e para os dois tipos de agregados estudados. Para níveis de temperatura superiores aos 300°C, os provetes de betão calcário submetidos a um nível de carregamento de  $0,3f_{cd}$  apresentaram uma maior redução da resistência residual à compressão. Verifica-se assim que o nível de carregamento de  $0,7f_{cd}$  é mais favorável para o caso do betão calcário uma vez que permite reduzir a perda de resistência residual à compressão em função da temperatura máxima a que o betão esteve sujeito.

Nos provetes em que se aplicou o arrefecimento por jato de água, o betão calcário apresentou pior desempenho quando comparado com o betão granítico, independentemente do nível de carregamento e do nível de temperatura atingido.

À medida que o nível de carregamento aumenta maior é a influência do processo de arrefecimento na resistência residual à compressão do betão. Comparando os dois processos de arrefecimento aplicados, verifica-se que essa influência é mais negativa no arrefecimento por jato de água, independentemente do tipo de agregado e do nível de temperatura atingido.

Assim, aquando da intervenção dos bombeiros para extinção do incêndio, a quantidade de água utilizada afeta a resistência do betão comprometendo a capacidade de suporte dos elementos estruturais. A fissuração do betão aumenta consideravelmente em virtude do arrefecimento brusco originado pela ação da água.

A resistência residual à tração do betão diminui à medida que a temperatura a que esteve sujeito aumenta. Este dado não se pode dissociar da constituição do betão (quantidades da mistura e natureza dos agregados), dado que as transformações térmicas sofridas nos seus constituintes interferem negativamente na capacidade resistente à tração. No entanto, esta redução é mais significativa no betão constituído por agregados calcários.

A resistência à flexão diminui com o aumento da temperatura independentemente do tipo de betão, ainda que o uso de agregados de calcário apresente melhor comportamento quando comparado com os agregados de granito.

O módulo de elasticidade residual do betão também diminui com o aumento da temperatura à semelhança das propriedades mecânicas já apresentadas. A constituição do betão não interfere significativamente na redução desta propriedade. O módulo de elasticidade é menos afetado quando se aplica o arrefecimento ao ar, independentemente do tipo de agregado utilizado no fabrico do betão.

O efeito da temperatura no cálculo do coeficiente de Poisson mostrou-se pouco relevante, no entanto a tendência é para a sua diminuição à medida que a temperatura aumenta.

Tanto a resistência à compressão como o módulo de elasticidade diminuem com o aumento da temperatura. Todavia essa diminuição é menor quando o betão está sob o efeito de carregamento, apresentando o módulo de elasticidade maiores índices de redução que a resistência à compressão.

Deste modo, os resultados deste programa de ensaios mostram que a resistência dos elementos de betão diminui à medida que a temperatura aumenta e o processo de arrefecimento seja mais brusco podendo provocar deficiências estruturais significativas.

Estes dados devem ser considerados aquando da tomada de decisão sobre o método de reparação a aplicar nos elementos de betão após incêndio. O processo de reparação deve garantir/restaurar a capacidade de carga original do elemento e, sempre que possível, corrigir erros de projeto ou de construção quando o edifício foi construído. Deve-se ainda, aquando do processo de intervenção, restabelecer e/ou reforçar a resistência ao fogo dos elementos estruturais, assim como assegurar as condições de serviço da estrutura. No final do processo de reabilitação das estruturas danificadas por incêndio deve estar assegurada a estabilidade e a capacidade resistente da estrutura.

Em virtude da quase inexistência de métodos simplificados de cálculo para avaliação da capacidade resistente residual de elementos de betão após incêndio, considera-se que com este trabalho se deu um contributo positivo para o seu desenvolvimento.

#### **4.2 Desenvolvimentos Futuros**

Se este trabalho incidiu essencialmente no estudo das propriedades mecânicas residuais do betão material, considera-se pertinente alargar o trabalho ao estudo da resistência residual de elementos de betão. Na reabilitação dever-se-iam aplicar as técnicas de reparação mais comumente usadas na construção civil nacional, respeitando processos normativos. Assim, alguns dos elementos reparados seriam novamente ensaiados em termos de resistência ao fogo, enquanto outros seriam ensaiados à rotura para determinação da sua capacidade resistente residual.

A EN1992-1.2 apresenta dois métodos simplificados para o dimensionamento ao fogo de elementos de betão: o método da isotérmica dos 500°C e o método das zonas. Dado que estes métodos apenas se aplicam a elementos de betão usuais, considera-se que uma outra linha de investigação pertinente poderia enveredar pela tentativa de adaptação dos referidos métodos a elementos com características heterogéneas como é o caso de elementos reparados.

Futuros trabalhos poderiam ainda desenvolver-se para estudar as propriedades mecânicas residuais do betão constituído por agregados de origem basáltica. Esta linha de investigação justifica-se pelo facto de não existirem valores para este tipo de betão e os agregados desta natureza serem utilizados, por exemplo, na zona de Lisboa (devido à existência de pedreiras de extração basáltica) e nos Açores (devido à predominância deste tipo de agregados).

Outras investigações poderiam testar propriedades mecânicas residuais de composições de betão com adição de fibras. Sugere-se as fibras de polipropileno que são usadas atualmente para controlar o *spalling* desconhecendo-se, no entanto, se ao fundirem sob o efeito de temperaturas elevadas, os vazios criados reduzem significativamente a resistência residual do betão.

As propriedades térmicas residuais do betão continuam ainda insuficientemente caracterizadas, nomeadamente a elongação térmica, a condutibilidade térmica, o calor específico, a porosidade e a permeabilidade. Assim, futuros trabalhos poderiam desenvolver estudos nesta área.

## 5 BIBLIOGRAFIA

- Abrams, M. (1971). "Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F". ACI, SP-25, Temperature and Concrete, Detroit, p. 33-58.
- ACI Committee 226 (1987). "Silica fume in concrete". ACI Materials Journal, v. 84, n.2, p. 158-166.
- ACI Committee 363 (1992). "State-of-the-art report on high strength concrete". ACI Manual of Concrete Practice (ACI 363R-92). American Concrete Institute, 55 p.
- ACI Committee 544 (1993). "Guide for specifying, proportioning, mixing, placing and finishing steel fiber reinforced concrete". ACI Materials Journal, v. 90, n.1, p. 94-101.
- Acker, P. (1988). "Comportement mécanique des bétons: apports de l'approche physico-chimique". Rapport de Recherche des laboratoires des Ponts et Chaussées n.152. Paris, 121 p.
- Aïtcin, C.; Miao, B.; Cook, D.; Mitchell, D. (1994). "Effects of size and curing on cylinder compressive strength of normal and high-strength concretes". ACI Materials Journal, v. 91, n.4, p. 349-354.
- Aïtcin, C. (1995). "Developments in the application of high performance". Construction and Building Materials, v.9, n.1, p. 13-17.
- Aïtcin, C.; Neville, M.; Acker, P. (1997). "Integrated view of shrinkage deformation". Concrete International, v. 19, n.9, p. 35-41.
- Aïtcin, C. (2000). "Concreto de alto desempenho". 1ª edição, São Paulo, Pini, 667p.
- Aïtcin, C. (2003). "The durability characteristics of high performance concrete: a review. Cement and Concrete Composites, v. 25, p. 409-420.
- Al Najim, A. (2004). "Modélisation et simulation du comportement du beton sous hautes températures". Tese de Doutorado. Université de Marne La Vallée, 183 p.

- 
- Alonso, C.; Andrade, C.; Khoury, A. (2003). “Porosity and microcracking”. Course on Effect of Heat on Concrete. Udine, Italy, 9 p.
- Arioz, O. (2009). “Retained properties of concrete exposed to high temperatures: size effect”. *Fire and Materials*, v. 33, n.5, p. 211-222.
- Bamonte, P.; Gambarova, P.G. (2007). “High-temperature resistance and thermal properties of self-compacting concrete: preliminary results”. *International Workshop Fire Design of Concrete Structures – From Materials Modelling to Structural Performance*, Portugal, p. 59-68.
- Bazant, P.; Kaplan, F. (1996). “Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models”. Addison-Wesley, London, 424 p.
- Blundell, R.; Diamond, C.; Browne, R. (1976). “The properties of concrete subjected to elevated temperatures”. CIRIA Underwater Engineering Group, London. Technical note n. 9, 4 p.
- Cánovas, F. (1994). “Patologia y terapeutica del hormigon armado”. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 487 p.
- Castellotea, M.; Alonso, C.; Andrade, C.; Turrillasa, X.; Campoc, J. (2004). “Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction”. *Cement and Concrete Research*, v. 34, n.9, p. 1633-1644.
- Castillo, C.; Durrani, A.J. (1990). “Effect of transient high temperature on high-strength concrete”. *ACI Materials Journal*, v. 87, n.1, p. 47-53.
- Chan, S.Y.N.; Peng, G.; Chan, J. (1996). “Comparison between high strength concrete and normal strength concrete subjected to high temperature”. *Materials and Structures*, v. 29, n.10, p. 616-619.
- Chan, S.Y.N.; Peng, G.F.; Anson, M. (1999). “Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures”. *Cement and Concrete Composites*, v. 21, n.1, p. 23-27.
- Chan, S.Y.N.; Luo, X.; Sun, W. (2000). “Compressive strength and pore structure of high-performance concrete after exposure to high temperature up to 800 °C”. *Cement and Concrete Composites*, v. 30, n.2, p. 247-251.
-

- Chan, S.Y.N.; Luo, X.; Sun, W. (2000). "Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete". *Construction and Building Materials*, v. 14, p. 261-266.
- Cheng, F.P.; Kodur, V.K.R.; Wang, T.C. (2004). "Stress-strain curves for high strength concrete at elevated temperatures". *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 16, n.1, p. 84-90.
- Choinska, M.; Khelidj, A.; Chatzigeorgiou, G.; Pijaudier-Cabot, G. (2007). "Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete". *Cement and Concrete Research*, v. 37, n.1, p. 79-88.
- Coutinho, S. (1988). "Fabrico e propriedades do betão". *Laboratório Nacional de Engenharia Civil*, Lisboa, v. 1, 401 p.
- Cruz, R.; Gillen, P. (1981). "Thermal expansion of portland cement paste, mortar and concrete at high temperatures". *Portland Cement Association*, Skokie, IL, 5 p.
- Dal Pont, S. (2004). "Lien entre la perméabilité et l'endommagement dans les bétons à haute température". Tese de Doutorado. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, 222 p.
- Diamond, S. (1986). "The microstructures of cement paste in concrete". *Proceedings of the 8<sup>th</sup> international congress on chemistry of cement*. Rio de Janeiro, v. 1, p. 122-147.
- Diederichs U.; Jumpannen, M. (1992). "High temperatures properties and spalling behaviour of high strength concrete". *Verlog für architektur und techn. Wissencheften*, Ernst and sohn, p. 191-197.
- Diederichs, U.; Jumpannen, U.; Pentalla, V. (1992). "Behavior of high strength concrete at elevated temperatures". Helsinki University of Technology, Department of Structural Engineering, Report 92, p 72.
- Diederichs, U.; Jumpannen, U.; Schneider, U. (1995). "High temperature properties and spalling behavior of high strength concrete". *Proceedings of the Fourth Weimar Workshop on High Performance Concrete: Material Properties and Design*, Hochschule für Architektur und Bauwesen (HAB), Weimar, Germany, p. 219-236.
- Domone, L. (1974). "Uniaxial tensile creep and failure of concrete". *Magazine of Concrete Research*, v. 26, n.88, p. 144-152.
-

- 
- Domone, J.; Soutsos, N. (1994). "An approach to the proportioning of high-strength concrete mixes". *Concrete International, ACI*, v. 16, n. 10, p. 26-31.
- LNEC E 397 (1993). "Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2 p.
- LNEC E 467 (2006). "Guia para a utilização de agregados em betões de ligantes hidráulicos". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 6 p.
- Fahmi, H.M.; Bresler, B.; Polivka, M. (1973). "Prediction of creep of concrete at variable temperatures". *American Concrete Institute Journal*, v. 70, n.10, p. 709-713.
- Farny, A.; Panarese, C. (1994). "High strength concrete". Portland Cement Association, Engineering Bulletin, Skokie, IL, 48 p.
- Feldman, F.; Sereda, J. (1968). "A model for hydrated portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties". *Materials and Structures*, v. 1, n.6, p. 509-520.
- Felicetti, R.; Gambarova, P.G. (1995). "Effects of high temperature on the residual compressive strength of high strength siliceous concretes". *ACI Materials Journal*, v. 95, n.4, p.395-405.
- Felicetti, R.; Gambarova, P. (1999). "On the residual proprieties of high performance siliceous concrete exposed to high temperatures". *Mechanics of Quasi-Brittle Materials and Structures*, edited by G. Pijaudier-Cabot, Zdenek Bittnar & Bruno Gérard. Paris: Hermes, p 167-186.
- Felicetti, R. (2004). "Digital-camera colorimetry for the assessment of fire-damaged concrete". *Workshop on Fire Design of Concrete Structures: What now? What next?*, Milan, Italy, p. 211-220.
- Felicetti, R. (2007). "Assessment of the equivalent thermal diffusivity for fire analysis of concrete structures". *Proceedings of the Fib Task Group 4.3 Workshop Fire Design of Concrete Structures*. Coimbra, Portugal, p. 149-158.
- FIB (1999). "Structural concrete - textbook on behaviour, design and performance". Updated knowledge of the CEB/FIP model code 1990, Comité Euro-International du Béton, v. 1, 244 p.
-



- Fischer, R. (1970). "On the behaviour of cement mortar and concrete at high temperatures". Deutscher ausschuss für stahlbeton. Ernst and Sohn. Berlin, p. 61-128.
- Flynn, R. (1999). "Response of high performance concrete to fire conditions: review of thermal property data and measurement techniques". NIST GCR 99-767, MetSys Corp., p. 119-134.
- Franssen, J. (1987). "Etude du comportement au feu des structures mixtes acier-béton". Tese de Doutorado. Université de Liège, Bélgica, 276 p.
- Furumura, F. (1995). "Mechanical properties of HSC at high temperatures". Proceedings, 4<sup>th</sup> Weimar Workshop on High Strength Concrete: Material Properties and Design, Hochschule fur Architekturund Bauwesen (HAB), Weimar, Germany, p. 237-254.
- Gambarova, G. (2003). "Special issues in materials testing". Course on Effect of Heat on Concrete. Udine, Italy, 25 p.
- Gawin D.; Majorana C.; Schrefler, B. (1999). "Numerical analysis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperature". Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, v. 4, n.1, p. 37-74.
- Georgali, B.; Tsakiridis, P.E. (2005). "Microstructure of fire-damaged concrete. A case study". Cement and Concrete Composites, v. 27, n.2, p. 255-259.
- Hager, I. (2004). "Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques". Tese de Doutorado. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, França, 183 p.
- Harmathy, T. (1970). "Thermal properties of concrete at elevated temperatures". Journal of Materials, v. 5, p. 47-74.
- Harmathy, T.; Allen, L. (1973). "Thermal properties of selected masonry unit concretes". Journal of American Concrete Institute, v. 70, n.2, p. 132-142.
- Hansen, E. A.; Leivo, M.; Rodriguez, J.; Cather, R. (1996). "Mechanical properties of high strength concrete. Influence of test conditions, specimens and constituents". Utilization of high strength and high performance concrete. Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Symposium, Paris, v. 1, p. 187-196.
- Hertz, K. D. (2005). "Concrete strength for fire safety design". Magazine of Concrete Research, v. 57, n.8, p. 445-453.
-

- 
- Husem, M. (2006). “The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete”. *Fire Safety Journal*, v. 41, n.2, p. 155-163.
- Hordijk, D.A. (1991). “Local approach to fatigue of concrete”. Tese de Doutorado. Delft University of Technology, Delft, 210 p.
- Jackson, J. (1998). “Portland cement: classification and manufacture”. Chapter 2 in *Lea’s Chemistry of Cement and Concrete*. 4<sup>th</sup> edition, Arnold Publishers, London, p. 25-94.
- Jahren, P.A. (1989). “Fire resistance of high strength/dense concrete with particular references to the use of condensed silica fume – a review”. In *Proceedings of the Third International Conference, Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete*, AC1 SP-114, Detroit, USA, p. 1013-1049.
- Janotka, I.; Nurnbergerova, T. (1999). “Thermo-mechanical properties of penly reactor envelope at temperature up to 200°C”. *Materials and Structures*, v. 32, n.224, p.719-726.
- Janotka, I.; Nurnbergerova, T. (2005). “Effect of temperature on structural quality of the cement paste and high-strength concrete with silica fume”. *Nuclear Engineering and Design*, v. 235, p. 2019-2032.
- Jumpannen, M. (1989). “Effect of strength on fire behavior of concrete”. *Nordic Concrete Research*, n.8, p 116-127.
- Kalifa, P.; Tsimbrovska, M. (1998). “Comportement des BHP à hautes températures, État de la question et résultats expérimentaux/Behaviour of the high performance concretes under high temperature”. *Cahier du CSTB n°3078*, França, p. 1-16.
- Kalifa, P.; Menneteau, D.; Quenard, D. (2000). “Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures”. *Cement and Concrete Research*, v. 30, n.12, p 1915-1927.
- Kanema, M.; Morais, G., Noumowé, A., Gallias, L.; Cabrillac, R. (2007). “Experimental and numerical studies of thermo-hydrous transfers in concrete exposed to high temperature”. *Heat and Mass Transfer*, v. 44, n.2, p. 149-164.
- Khoury, G.A.; Grainger, N.; Sullivan, E. (1985). “Strain of concrete during first heating to 600°C under load”. *Magazine of Concrete Research*, v. 37, p 195-215.
- Khoury, G.A. (1983). “Transient thermal creep of nuclear reactor pressure vessel type concretes”. Tese de Doutorado, University of London, v. 1, 1126 p.; v. 2, 418 p.; v. 3, 895 p.
-

- Khoury, G.A. (1992). "Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment". *Magazine of Concrete Research*, v. 44, n.161, p. 291-309.
- Khoury, G.A. (1995). "Strain components of nuclear-reactor-type concretes during first heat cycle". *Nuclear Engineering and Design*, n.156, p 313-321.
- Khoury, G.A. (2000). "Effect of fire on concrete and concrete structures". *Progress in Structural Engineering and Materials*, v. 2, n.4, p 429-447.
- Khoury, G.A.; Majorana, C.E.; Pesavento, F.; Schrefler, B.A. (2002). "Modelling of heated concrete". *Magazine of Concrete Research*, v. 54, n.2, p. 77-101.
- Kodur, V.K.R.; Sultan, M.A. (1998). "Structural behavior of high strength concrete columns exposed to fire". *Proceedings of International Symposium on High Performance and Reactive Power Concrete*, Sherbrooke, p. 217-232.
- Kodur, V.R.; Harmathy, T.Z. (2002). "Properties of building materials". *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering*, 3<sup>rd</sup> edition, P.J. DiNenno, National Fire Protection Association, Quincy, Massachusetts, 1700p.
- Lankard, D.R.; Birkimer, D.L.; Fondriest, F.F.; Snyder, M.J. (1971). "Effects of moisture content on structural properties of Portland cement concrete exposed to temperatures up to 500 F". *American Concrete Institute*, Detroit, p. 59-102.
- Lau A.; Anson M. (2006). "Effect of high temperatures on high performance steel fibre reinforced concrete". *Cement and Concrete Research*, v .36, n.9, p. 1698-1707.
- Lawson, J. R.; Phan, L. T.; Davis, F. L. (2000). "Mechanical properties of high performance concrete after exposure to elevated temperatures". *NISTIR 6475*, National Technical Information Service, Technology Administration, U.S. Department of Commerce, 39 p.
- Li, M.; Qian, C.; Sun, W. (2004). "Mechanical properties of high-strength concrete after fire". *Cement and Concrete Research*, v. 34, n.6, p. 1001-1005.
- Lin, M.; Lin, D.; Powers-Couche, J. (1996). "Microstructures of fire damaged concrete". *ACI Materials Journal*, v. 93, n.3, p. 199-205.
- Lion, M.; Skoczylas, F.; Lafhaj, Z.; Sersar, M. (2005). "Experimental study on a mortar. Temperature effects on porosity and permeability. Residual properties or direct measurements under temperature". *Cement and Concrete Research*, v. 35, n.10, p. 1937-1942.
-

- 
- Luccioni, M.; Figueroa, I.; Danesi, F. (2003). "Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures". *Engineering Structures*, v. 25, n.6, p. 729 - 742.
- Malhotra, V.; Wilson, H.; Painter, K. (1989). "Performance of gravelstone concrete incorporating silica fume at elevated temperatures". *Proceedings of 1989 Trondheim, Norway. Conference*, p 1051-1076.
- Malier, Y. (1992). "Les bétons à hautes performances: caractérisation, durabilité, applications". *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 674 p.
- Marechal, J.C. (1972). "Variations in the modulus of elasticity and Poisson's ratio with temperature". *Concrete for Nuclear Reactors, SP-34*, American Concrete Institute, Detroit, p. 495-503.
- Mays, C. (1992). "The behaviour of concrete". In: Geoff Mays (Editor), *Durability of concrete structures - Investigation, repair, protection*, E & FN Spon, Chapman & Hall, London, 267 p.
- Mazars, J. (1986). "A description of micro and macroscale damage of concrete structures". *Engineering Fracture Mechanics*, v. 25, n.5-6, p. 729-737.
- Minami, K.; Tazawa, E.; Teranishi, S. (1990). "Effect of microscopic thermal stress on mechanical properties of concrete subjected to high temperature". *Japan Society of Civil Engineers*, v. 13, n.420, p. 173-180.
- Moranville-Regourd, M. (1992). "Microstructure of high performance concrete". *High Performance Concrete: From Material to Structure*, Chapter 1, p. 3-13.
- Neville, M. (1995). "Properties of concrete". 4<sup>th</sup> edition, Longman Group Limited, England, 844 p.
- Neville, M.; Brooks, J. (1997). "Concrete technology". Longman, 438 p.
- Noumowé, A.N. (1995). "Effet des hautes températures (20-600°C) sur le béton. Cas particulier du béton à hautes performances". *Tese de Doutorado*. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. France, 231 p.
- Noumowé, A.N.; Clastres, P.; Debicki, G.; Costaz, J.-L. (1995). "High performance concrete for severe thermal conditions". In K. Sakai, N. Banthia, O.E. Gjorv (Eds.), *Concrete Under Severe Conditions: Environment and Loading*, v. 2, p. 1129- 1140.
-

- Noumowé, A.N.; Clastres, P.; Debicki, G.; Costaz, J.-L. (1996). “Transient heating effect on high strength concrete”. *Nuclear Engineering and Design*, v. 235, Elsevier, p. 99-108.
- NP EN 197-1 (2001). “Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 35 p.
- NP EN 12620 (2004). “Agregados para betão”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 56 p.
- NP EN 13055-1 (2005). “Agregados leves. Parte 1: Agregados leves para betão, argamassas e caldas de injeção”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 50 p.
- NP EN 206-1 (2007). “Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 84 p.
- NP EN 933-1 (2000). “Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 16 p.
- NP EN 933-2 (1999). “Ensaio para a determinação das características geométricas dos agregados: Determinação da distribuição granulométrica. Peneiros de ensaio, dimensão nominal das aberturas”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 7 p.
- NP EN 12390-1 (2003). “Ensaio do betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 14 p.
- NP EN 12390-2 (2003). “Ensaio do betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 11 p.
- NP EN 12390-3 (2003). “Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 21 p.
- NP EN 12390-5 (2009). “Ensaio do betão endurecido. Parte 5: Resistência à flexão de provetes”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 13 p.
- NP EN 12390-6 (2003). “Ensaio do betão endurecido. Parte 6: Resistência à tracção por compressão dos provetes”. Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, 14 p.
-

- Odler, I. (1998). "Hydration, setting and hardening of portland cement". In: Hewlett, P. C. Lea's chemistry of cement and concrete. 4<sup>th</sup> edition, London. Ed. Arnold, p. 241-289.
- Ohgishi, S.; Miyasaka, S.; Chida, J. (1972). "On properties of magnetite and serpentine concrete at elevated temperatures for nuclear reactor shielding". American Concrete Institute, Detroit, v. 3, n. 34, p. 1243-1253.
- Özturan, T.; Çeçen, C. (1997). "Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of concretes with different strengths". Cement and Concrete Research, v. 27, n.2, p. 165-170.
- Papayianni, J.; Valiasis, T. (1991). "Residual mechanical properties of heated concrete incorporating different pozzolanic materials". Materials and Structures, v. 24, n.2, p. 115-121.
- Persson, B. (1999). "Poisson's ratio of high-performance concrete". Cement and concrete Research, v. 29, n.10, p. 1647-1653.
- Phan, L.T. (1996). "Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art". Report NISTIR 5934, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, p. 105.
- Phan, L.T.; Carino, N.J. (1998). "Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature". Journal of Materials in Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, v. 10, n.1, p. 58-64.
- Phan, L.T.; Carino, N.J. (2000). "Fire performance of high strength concrete". ASCE/SEI structures congress, Philadelphia, 9 p.
- Phan, L.T.; Carino, N.J. (2003). "Code provisions for high strength concrete: strength-temperature relationship at elevated temperatures". Materials and Structures, v. 36, n.2, p. 91-98.
- Piasta, J. (1989). "Heat deformation of cement phases and microstructure of cement paste". Materials and Structures: research and testing. RILEM. Paris. v. 17, n.102, p. 415-420.
- Piasta G.; Piasta J. (1994). "Durability of concrete under sustained load and sulphate attack". Proceedings of the International Coll. Kraków - Mogilany, p. 97-103.
- Picandet, V.; Khelidj, A.; Bastian, G. (2001). "Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high performance concrete". Cement and Concrete Research, v. 31, n.11, p. 1525-1532.

- 
- Picandet, V.; Bastian, G.; Khelidj, A. (2008). "Compared imbibitions of ordinary and high performance concrete with null or positive water pressure head". *Cement and Concrete Research*, v. 38, n.6, p. 772-782.
- Pimienta, P.; Hager, I. (2002). "Mechanical behaviour of HPC at high temperature". 6<sup>th</sup> International Symposium on Utilisation of High Strength/high Performance Concrete. Leipzig, p. 16-20.
- Pimienta, P. (1998). "Caracterisation de 6 bétons d'étude en traction directe". Rapport final; 22 p.
- Pimienta, P. (2005). "Synthèse des travaux du projet national BHP 2000 sur les bétons à hautes performances". Chapitre 3: comportement au feu des BHP, p 77-124.
- Pliya, P.; Beaucour, A-L.; Noumowé, A. (2011). "Contribution of cocktail of polypropylene and steel fibres in improving the behaviour of high strength concrete subjected to high temperature". *Construction and Building Materials*, v. 25, n. 4, p. 1926-1934.
- Poon, C.S.; Salman, A.; Mike, A.; Wong, Y.L.. (2001). "Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing". *Cement and Concrete Research*, v. 31, n.9, p. 1307-1318.
- Ramezani pour, A.; Malhotra, M. (1995). "Effect of curing on the compressive strength, resistance to chloride-ion penetration and porosity of concretes incorporating slag, fly ash or silica fume". *Cement and Concrete Composites*, v. 17, n.2, p. 125-133.
- RILEM TC 129 MHT Recommendation (1995). "Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Part 3: Compressive strength for service and accident conditions". *Materials and Structures*, v. 28, p 410-414.
- RILEM TC 129 MHT Recommendation (1997). "Test methods for mechanical proprieties of concrete at high temperatures. Part 6: Thermal strain". *Materials and Structures*, Supplement, p 17-21.
- RILEM TC 129 MHT Recommendation (1998). "Test methods for mechanical proprieties of concrete at high temperatures. Part 7: Transient creep for service and accident conditions". *Materials and Structures*, v. 31, p 290-295.
- RILEM TC 129 MHT Recommendation (2000). "Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Part 4: Tensile strength for service and accident conditions". *Materials and Structures*, v. 33, p 219-223.
-

- 
- RILEM TC 129 MHT Recommendation (2000). “Test methods for mechanical proprieties of concrete at high temperatures. Part 8: Steady – state creep and creep recovery for service and accident conditions”. *Materials and Structures*, v. 33, p 6-13.
- RILEM TC 129 MHT (2004). “Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Part 5: Modulus of elasticity for service and accident conditions”. *Materials and Structures*, v. 37, p 139-144.
- RILEM TC 200 HTC (2005). “Mechanical concrete properties at high temperature – Modeling and applications”. *Materials and Structures*, v. 38, p. 913-919.
- Rocco, C.; Guinea, G. V.; Planas, J.; Elices, M. (1999). “Size effect and boundary conditions in the splitting test: experimental verification, materials and structures”. *Matériaux et Constructions*, v. 32, n.217, p. 210-217.
- Rodrigues, J.P.C. (1994). “Recuperação de estruturas danificadas por Incêndio - propriedades mecânicas residuais do aço e do betão”. Tese de Mestrado, Coimbra, 214 p.
- Saad, M.; Abo-El-Enein, S.A.; Hanna, G.B.; Kotkata, M.F. (1996). “Effect of Temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume. *Cement and Concrete Composites*, v. 26, n.5, p. 669-675.
- Sabir, B. (1995). “High-strength condensed silica fume concrete”. *Magazine of Concrete Research*, v. 47, n.172, p. 219-226.
- Sakr, K.; El-Hakim, E. (2005). “Effect of high temperature or fire on heavy weight concrete properties”. *Cement and Concrete Research*, v. 35, p. 590-596.
- Santos, C.C.; Rodrigues, J.P.C.; Coelho, A.L. (2009). “Influence of the cooling process on the residual mechanical properties of ordinary concretes”. 1<sup>st</sup> International workshop on concrete spalling due to fire exposure, MFPA Institute Leipzig, Germany, 10 p.
- Sarshar, R.; Khoury, G.A. (1993). “Material and environment factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures”. *Magazine of Concrete Research*, v. 45, n.162, p. 51-61.
- Sawicz, Z.; Owsiak, Z. (1981). “Effect of temperatures on the hydrated cement pastes”. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> symposium on science and research in silicate chemistry*. Brno, p. 56-67.
-



- 
- Schneider, U. (1982). "Behaviour of concrete at high temperatures". Edited by Beuth, Berlin, 122 p.
- Schneider, U. (1988). "Concrete at high temperatures: A general review". Fire Safety Journal, v. 13, p 55-68.
- Schneider, U.; Nägele, E. (1989). "Repairability of fire damaged structures". CIB W14 Report, 90 p.
- Shah, P.; Sankar, R. (1987). "Internal cracking and strain softening response of concrete under uniaxial compression". ACI Structural Journal, v. 84, n.3, p. 200-212.
- Shin, K.-Y.; Kim, S.-B.; Kim, J.-H.; Chung, M.; Jung, P.-S. (2002). "Thermo-physical properties and transient heat transfer of concrete at elevated temperatures". Nuclear Engineering and Design 212, p. 233-241.
- Short, N.R.; Purkiss, J.A.; Guise, S.E. (2001). "Assessment of fire damaged concrete using colour image analysis". Construction and Building Materials, v. 15, n.1, p. 9-15.
- Silva, D.S.; Moraes, P.D.; Rodrigues, J.P.C.; Santos, C.C. (2010). "Concretos normais após incêndio". Encontro Nacional Reabilitação e Conservação de Estruturas, LNEC, Lisboa, 10 p.
- Sims, I.; Brown, B. (1998). "Concrete aggregates". In Peter C. Hewlett (Editor), Lea's Chemistry of Cement and Concrete, 4<sup>th</sup> Edition, Arnold. London, p. 903-1011.
- Skalny, J.; Marchand, J.; Odler, I. (2002). "Sulfate attack on concrete". Modern Concrete Technology Series 10, Spon Press, London, New York, 217 p.
- Sliwinski, J.; Ehrenfeld, W. (1999). "Déformation thermiques des pâtes et des mortiers avec ajout de fumée de silice à haute temperature". Proc. of Int. Conf. « Concrete & Concrete Structures », University of Žilina, Slovakia, p. 83-88.
- Stark, D. (2002). "Performance of concrete in sulfate environments". Portland Cement Association, Bulletin RD129, 23 p.
- Thelandersson, S. (1971). "Effect of high temperatures on tensile strength of concrete". Lund Institute of Technology, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Neostyled, 27 p.
-

- 
- Torrenti, M.; Benaija, H.; Boulay, C. (1993). "Influence of boundary conditions on strain softening in concrete compression test". *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, v. 119, n.12, p. 2369-2384.
- Tsimbrovska, M.; Kalifa, P.; Quenard, D.; Daïan, F. (1997). "High performance concrete at elevated temperature: permeability and microstructure". *Trans of the 14<sup>th</sup> Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology*, Lyon, France, M. Livolant ed. 5, p. 475-482.
- Tsimbrovska, M. (1998). "Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées, evolution de la perméabilité en liaison avec la microstructure". *Tese de Doutorado*. Université de Grenoble 1, França, 207 p.
- Van Mier, M. (1991). "Mode I fracture of concrete: discontinuous crack growth and crack interface grain bridging". *Cement and Concrete Research*, v. 21, n.1, p. 1-15.
- Vodák, F.; kerni, R.; DrchaIovi, J.; Holikovi, S.; KapRkovi, O.; Michalko, O.; Semera, P.; Toman, J. (1997). "Thermophysical properties of concrete for nuclear safety-related structures". *Cement and Concrete Research*, v. 27, n.3, p. 415-426.
- Xiao, J.-Z.; König, G. (2004). "Study on concrete at high temperature in China - an overview". *Fire Safety Journal*, v. 39, n.1, p. 89-103.
- Ye, G.; Liu, X; De Schutter, G.; Taerwe, L.; Vandeveldel, P. (2007). "Phase distribution and microstructural changes of self-compacting cement paste at elevated temperature". *Cement and Concrete Research*, v. 37, n.6, p. 978-987.
- West, G. (1996). "Alkali-aggregate reaction in concrete roads and bridges". *Thomas Telford Publications*, London, 167 p.

## **ANEXOS**



## ANEXO I. Análise Granulométrica

### AI.1 Agregados Calcários

Os resultados obtidos da análise granulométrica dos agregados calcários são apresentados no Quadro AI.1.

Quadro AI.1 – Distribuição granulométrica dos agregados calcários

Malha (mm)	% Passados Acumulados			
	Areia1	Areia2	Brita1	Brita2
45	100,00	100,00	100,00	100,00
31,5	100,00	100,00	100,00	100,00
22,4	100,00	100,00	100,00	100,00
16	100,00	100,00	99,08	81,06
11,2	100,00	100,00	87,36	18,65
8	100,00	100,00	31,50	1,75
4	100,00	99,98	0,37	0,50
2	100,00	35,95	0,36	0,49
1	100,00	3,19	0,31	0,48
0,5	99,56	1,68	0,29	0,47
0,25	23,62	1,37	0,27	0,43
0,125	0,79	1,11	0,19	0,38
0,0625	0,07	0,65	0,07	0,30
<b>Módulo de finura</b>	1,8	4,6	6,7	7,1

A Figura AI.1 ilustra a curva granulométrica dos agregados calcários.

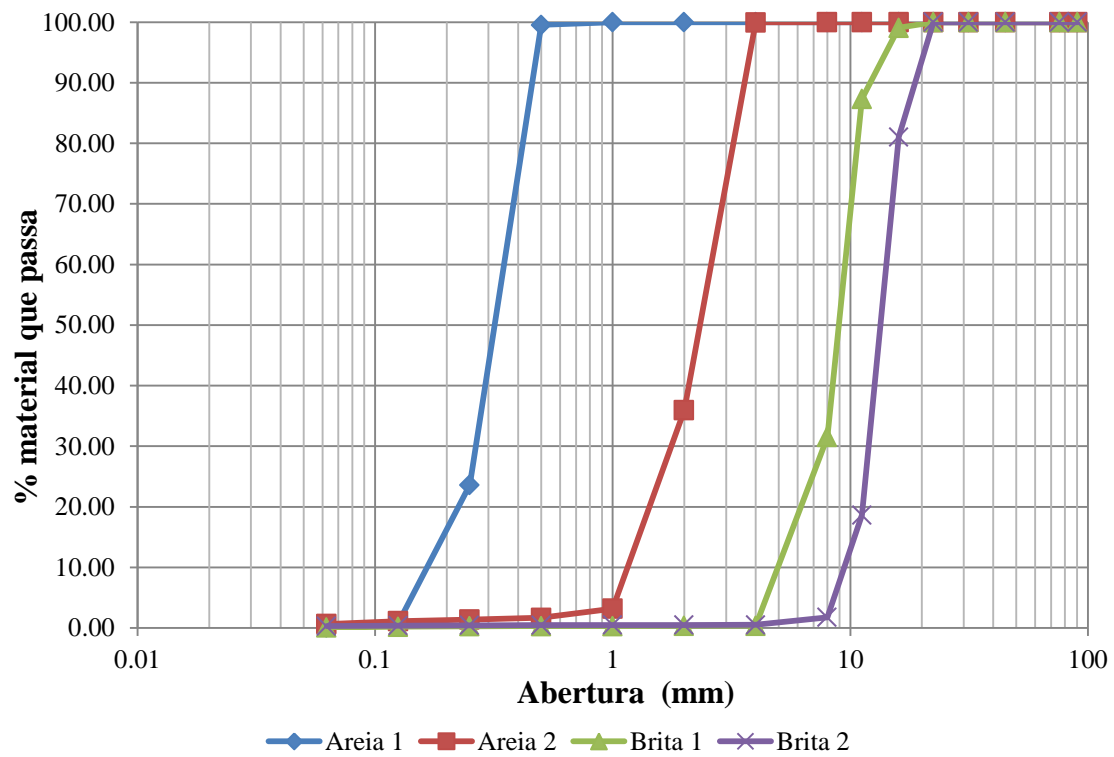


Figura AI.1. Curva granulométrica dos agregados calcários

## AI.2 Agregados Graníticos

O Quadro AI.2 apresenta os resultados obtidos da análise granulométrica dos agregados graníticos.

Quadro AI.2 – Distribuição granulométrica dos agregados graníticos

Malha (mm)	% Passados Acumulados			
	Areia1	Areia2	Brita1	Brita2
45	100,00	100,00	100,00	100,00
31,5	100,00	100,00	100,00	100,00
22,4	100,00	100,00	100,00	98,00
16	100,00	100,00	100,00	49,00
11,2	100,00	100,00	80,00	3,00
8	100,00	100,00	49,00	1,00
4	100,00	98,00	3,00	0,00
2	100,00	87,00	2,00	0,00
1	94,00	61,00	1,00	0,00
0,5	55,00	19,00	1,00	0,00
0,25	22,00	2,00	1,00	0,00
0,125	8,00	0,00	1,00	0,00
0,0625	0,90	0,40	1,00	0,00
<b>Módulo de finura</b>	2,2	3,3	6,4	7,5

Na Figura AI.2 apresenta-se a curva granulométrica dos agregados graníticos.

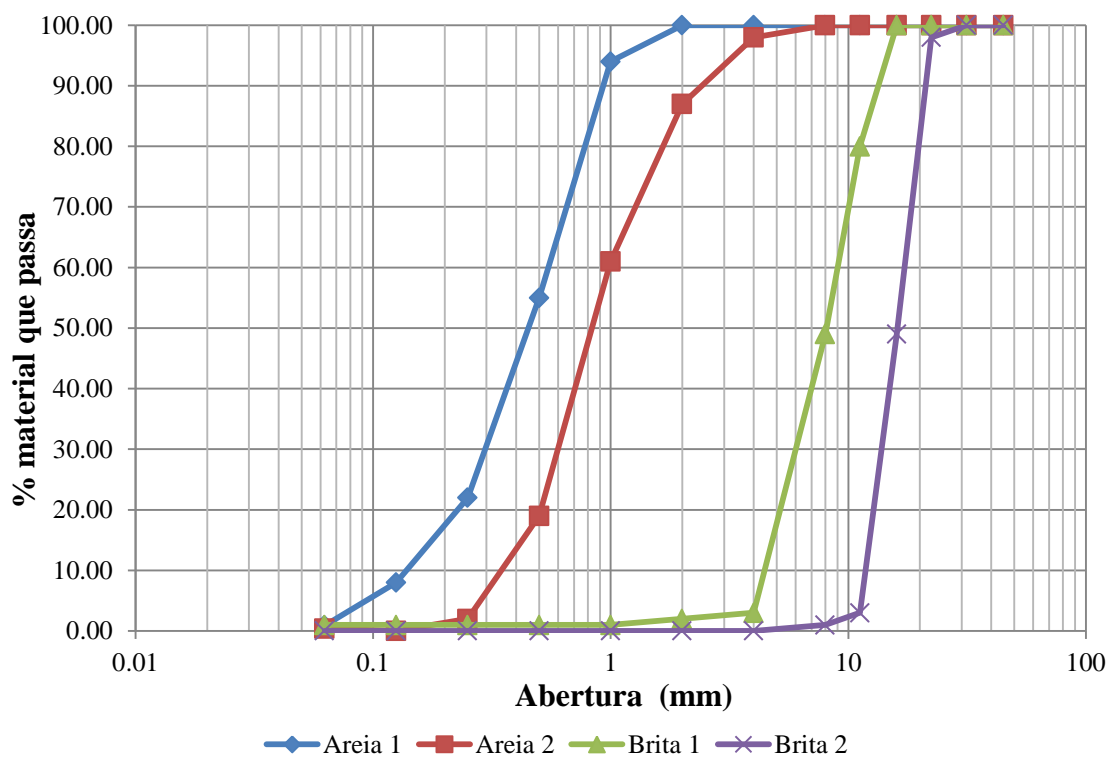


Figura AI.2. Curva granulométrica dos agregados graníticos



## ANEXO II. Informação Complementar aos Ensaios de Resistência à Compressão

### AII.1 Introdução

Apresenta-se neste anexo a evolução da temperatura nos provetes ensaiados. A localização dos termopares nos provetes segue a designação apresentada esquematicamente na Figura AII.1.

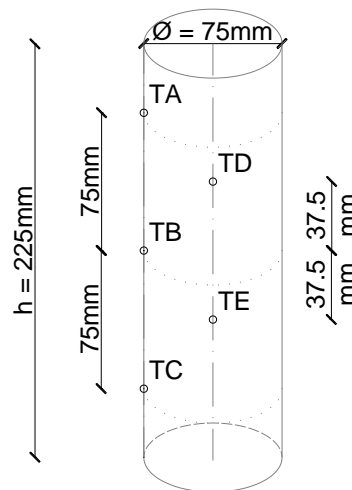


Figura AII.1. Localização dos termopares nos provetes

Para alguns termopares não são apresentados resultados porque ficaram danificados não sendo possível efetuar a sua leitura. De igual modo, algumas séries de provetes não aparecem nos resultados em virtude dos provetes terem rompido ou durante fase de aquecimento, ou durante a fase de estabilização da temperatura ou durante a fase de arrefecimento, pelo que não foi possível concluir o ensaio. Apresenta-se também um registo fotográfico da rotura sofrida pelos provetes após a realização do presente ensaio.

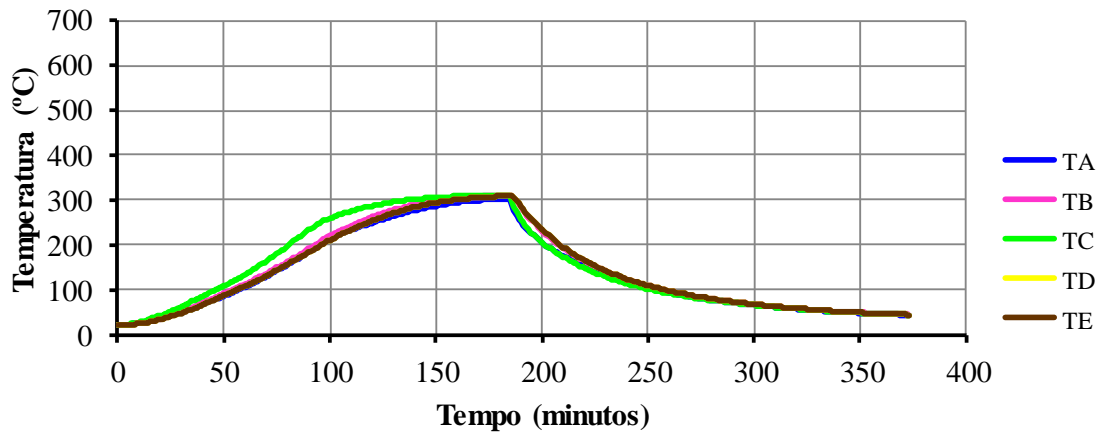
**AII.2 Evolução de Temperaturas nos Provetes**

Figura AII.2. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento ao ar

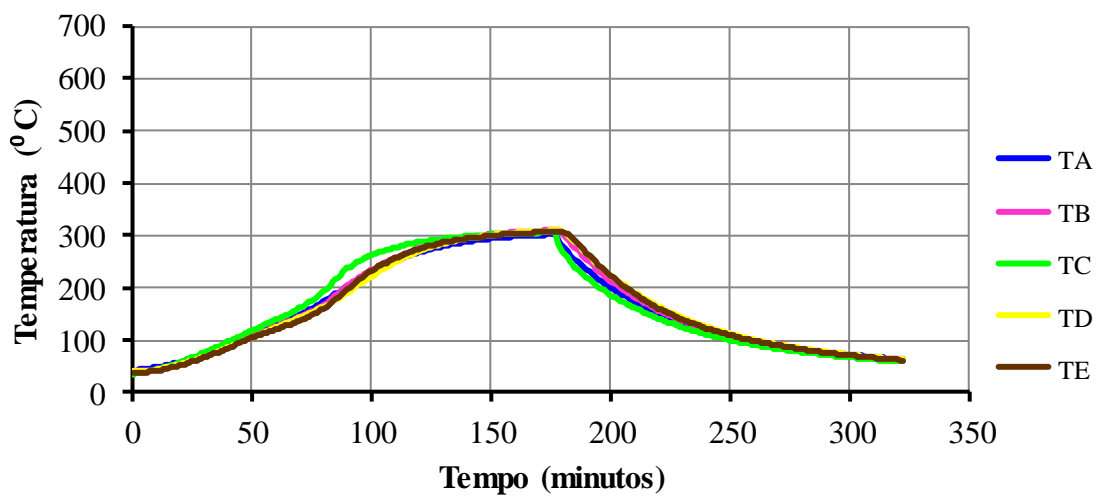


Figura AII.3. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento ao ar

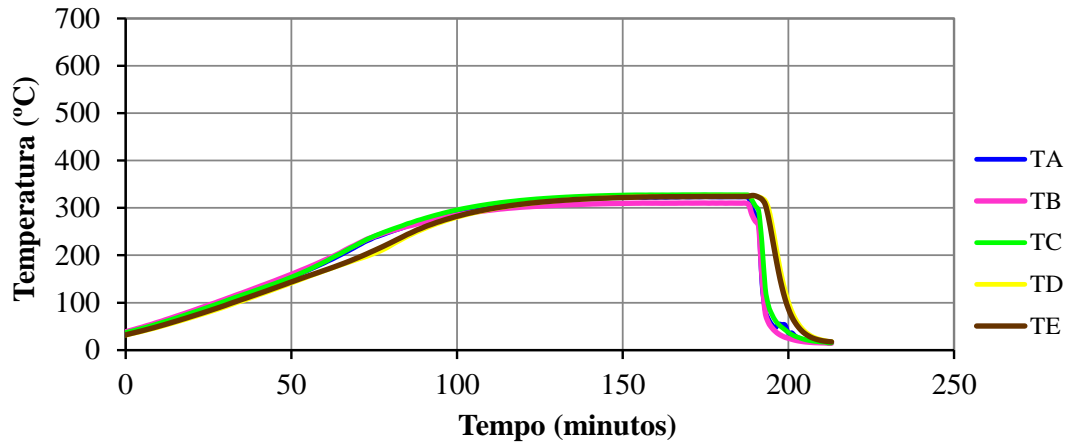


Figura AII.4. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água

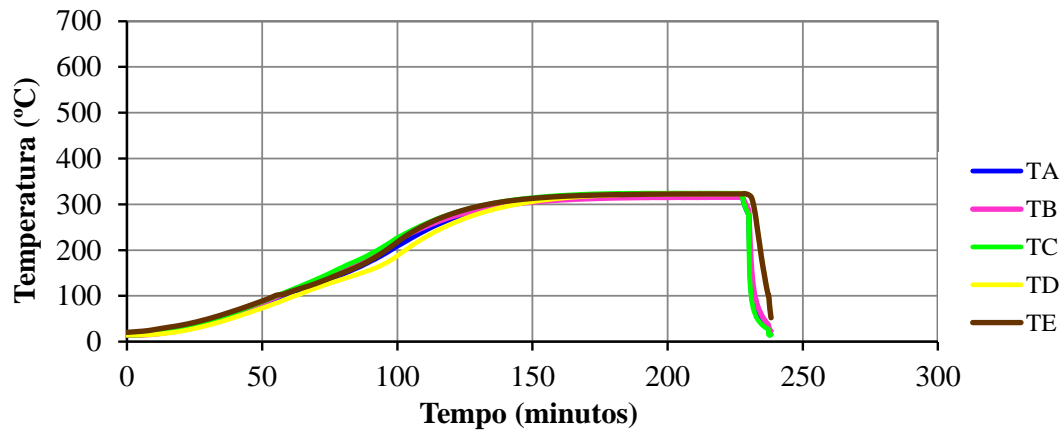


Figura AII.5. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água

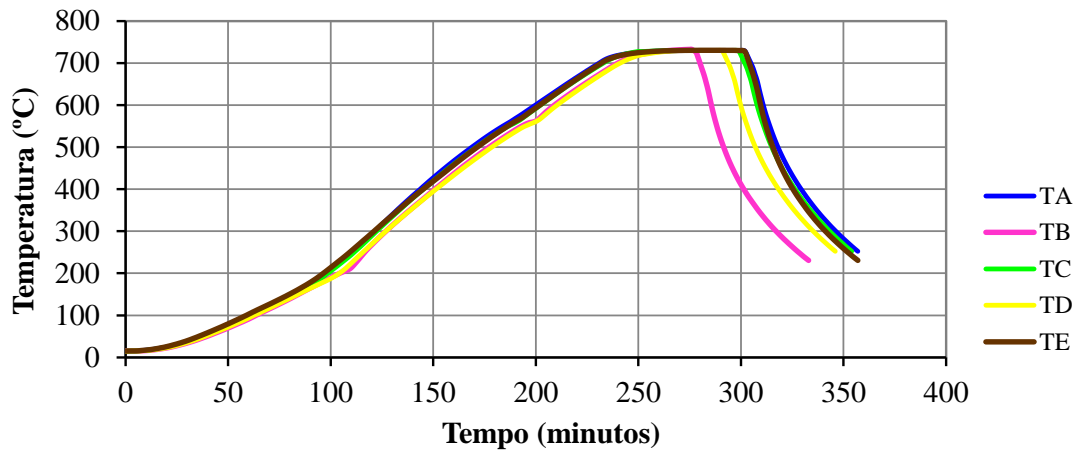


Figura AII.6. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,3fcd; 700°C; arrefecimento ao ar

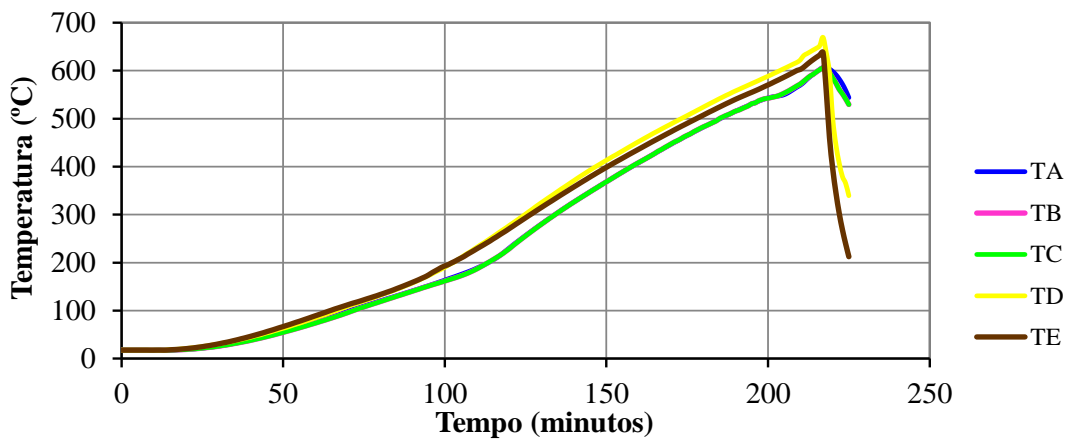


Figura AII.7. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série de 0,7fcd; 700°C; arrefecimento ao ar

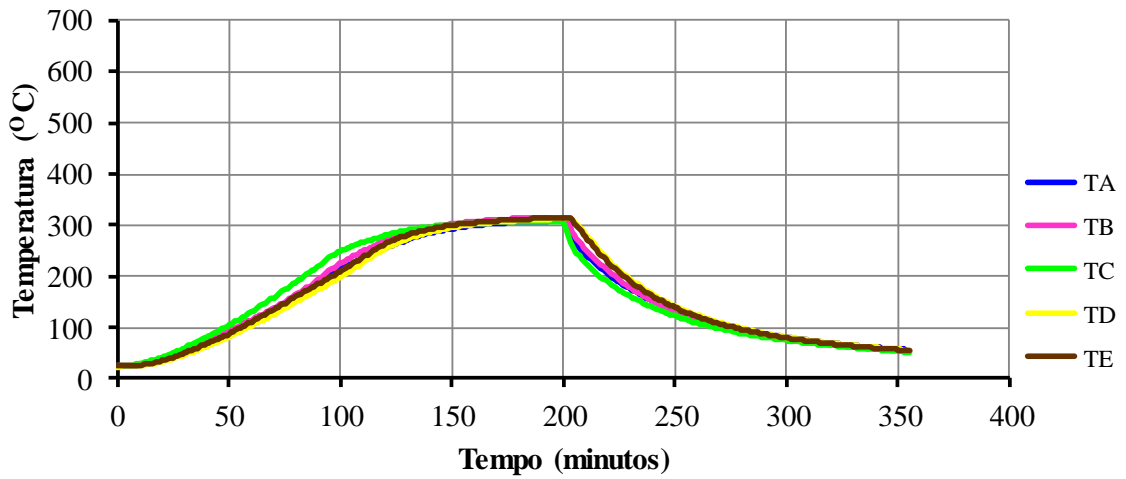


Figura AII.8. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento ao ar

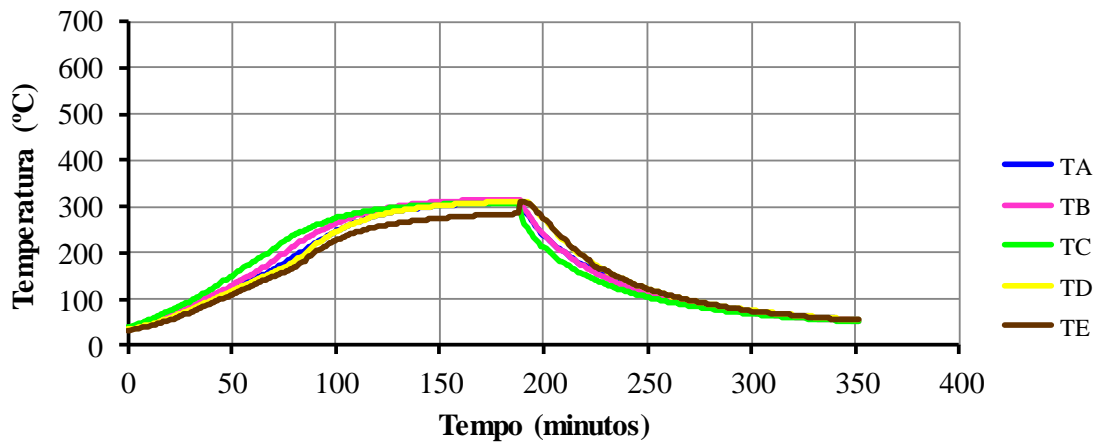


Figura AII.9. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento ao ar

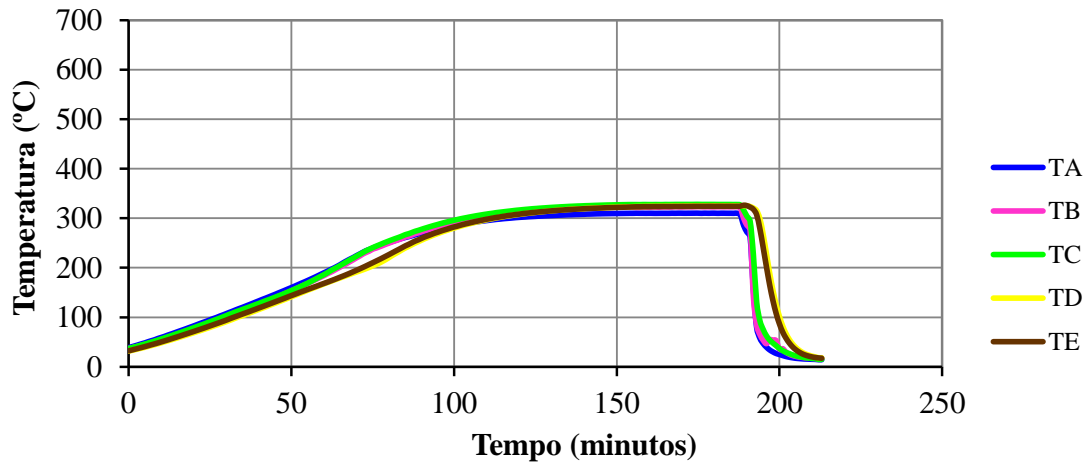


Figura AII.10. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água

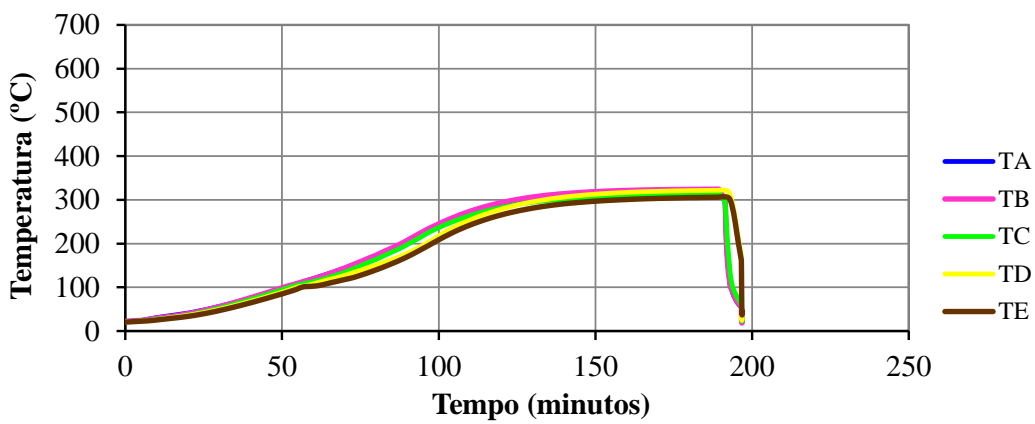


Figura AII.11. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água

### AII.3 Provetes Após Ensaio



Figura AII.12. Provede Betão Calcário – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.13. Provede Betão Calcário – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.14. Provede Betão Calcário – série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água



Figura AII.15. Provede Betão Calcário – série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento por jato de água



Figura AII.16. Provete Betão Calcário – série de 0,3fcd; 500°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.17. Provete Betão Calcário – série de 0,7fcd; 500°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.18. Provete Betão Calcário – série de 0,3fcd; 500°C; arrefecimento por jato de água



Figura AII.19. Provete Betão Calcário – série de 0,7fcd; 500°C; arrefecimento por jato de água





Figura AII.20. Provete Betão Calcário – série de 0,3fcd; 700°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.21. Provete Betão Calcário – série de 0,7fcd; 700°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.22. Provete Betão Calcário – série de 0,3fcd; 600°C; arrefecimento por jato de água



Figura AII.23. Provete Betão Granítico –  
série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.24. Provete Betão Granítico –  
série de 0,7fcd; 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.25. Provete Betão Granítico –  
série de 0,3fcd; 300°C; arrefecimento por jato  
de água



Figura AII.26. Provete Betão Granítico –  
série de 0,3fcd; 500°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.27. Provete Betão Granítico –  
série de 0,7fcd; 500°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.28. Provete Betão Granítico –  
série de 0,3fcd; 500°C; arrefecimento por jato  
de água



Figura AII.29. Provete Betão Granítico –  
série de 0,3fcd; 700°C; arrefecimento ao ar



Figura AII.30. Provete Betão Granítico –  
série de 0,3fcd; 700°C; arrefecimento por jato  
de água

## ANEXO III. Informação Complementar aos Ensaios de Resistência à Tração Direta

### AIII.1 Introdução

Neste anexo apresenta-se a evolução da temperatura nos provetes ensaiados. A localização dos termopares nos provetes respeita a localização apresentada na Figura AIII.1.

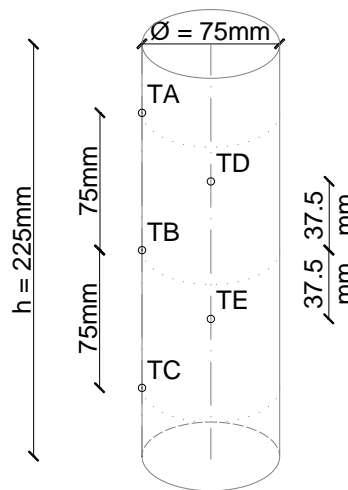


Figura AIII.1. Localização dos termopares nos provetes

Para alguns termopares não são apresentados resultados porque ficaram danificados, verificando-se o mesmo com algumas séries de provetes em virtude de terem rompido ou durante fase de aquecimento, ou durante a fase de estabilização da temperatura ou durante a fase de arrefecimento, pelo que não foi possível concluir o ensaio. No final do anexo mostra-se o tipo de rotura dos provetes após o ensaio recorrendo a um registo fotográfico.

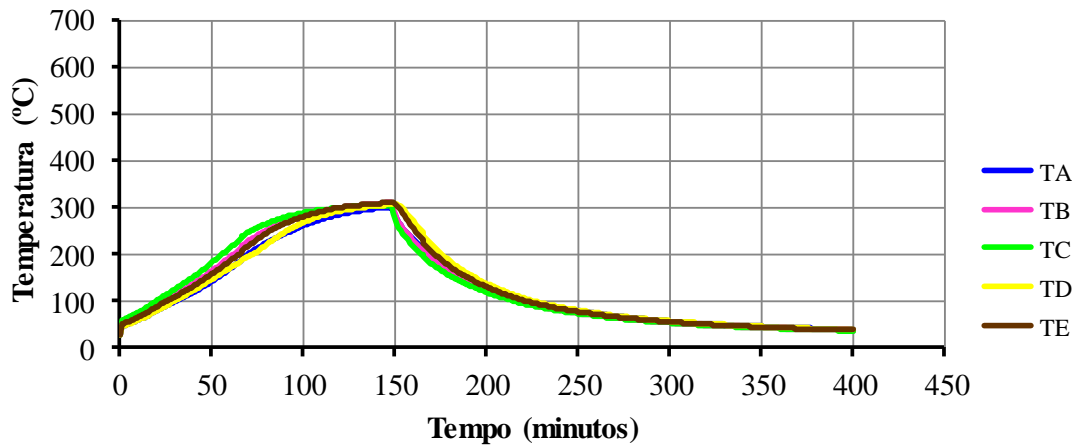
**AIII.2 Evolução de Temperaturas nos Provetes**

Figura AIII.2. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar

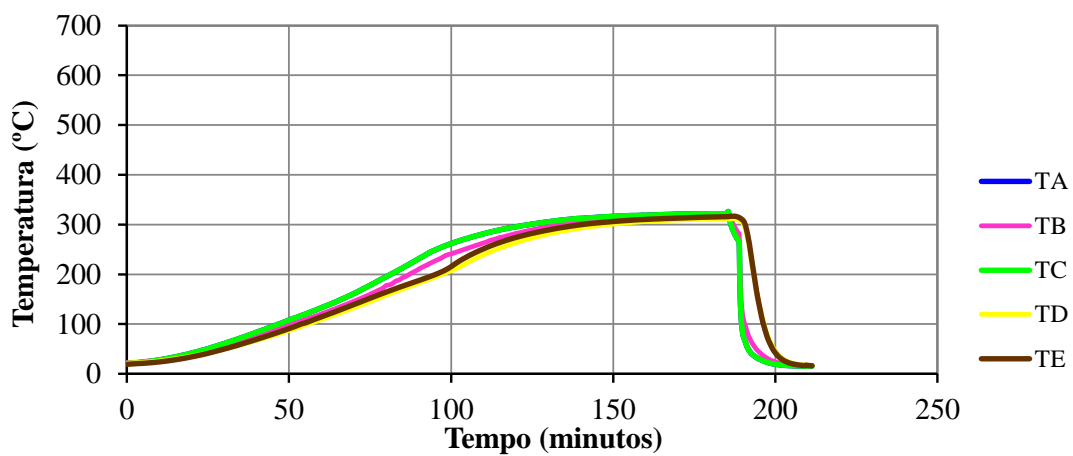


Figura AIII.3. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água

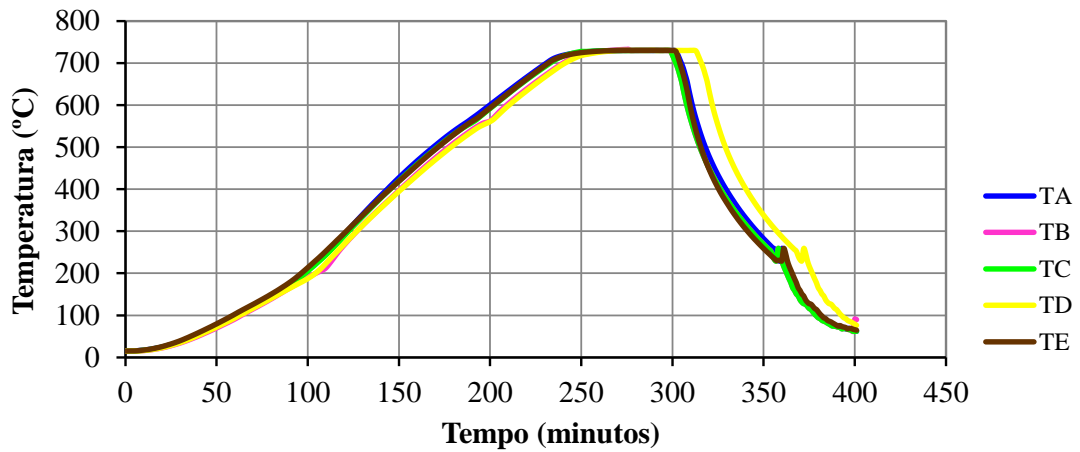


Figura AIII.4. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar

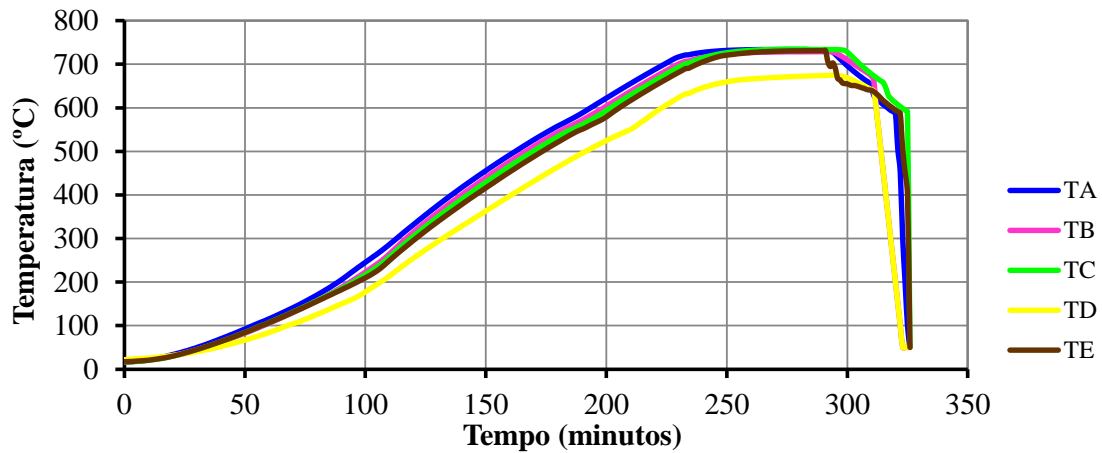


Figura AIII.5. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água

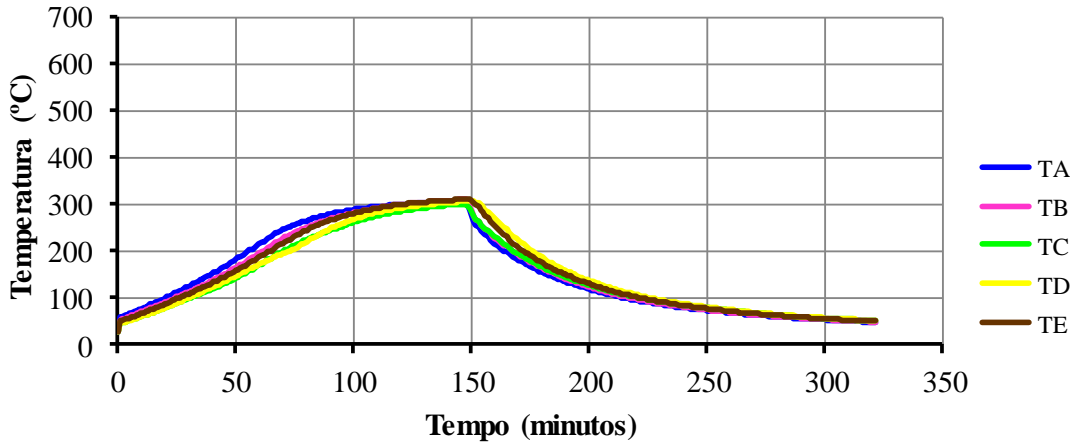


Figura AIII.6. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar

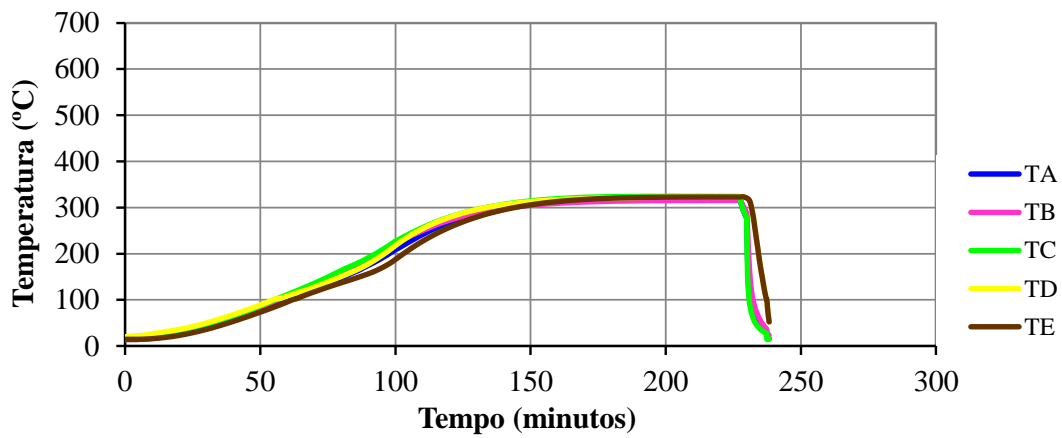


Figura AIII.7. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água



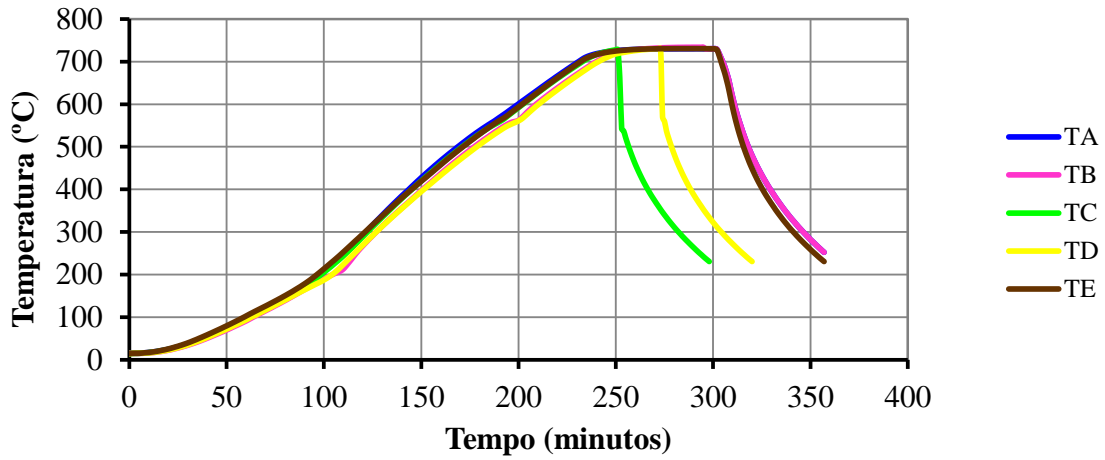


Figura AIII.8. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 700°C; arrefecimento ao ar

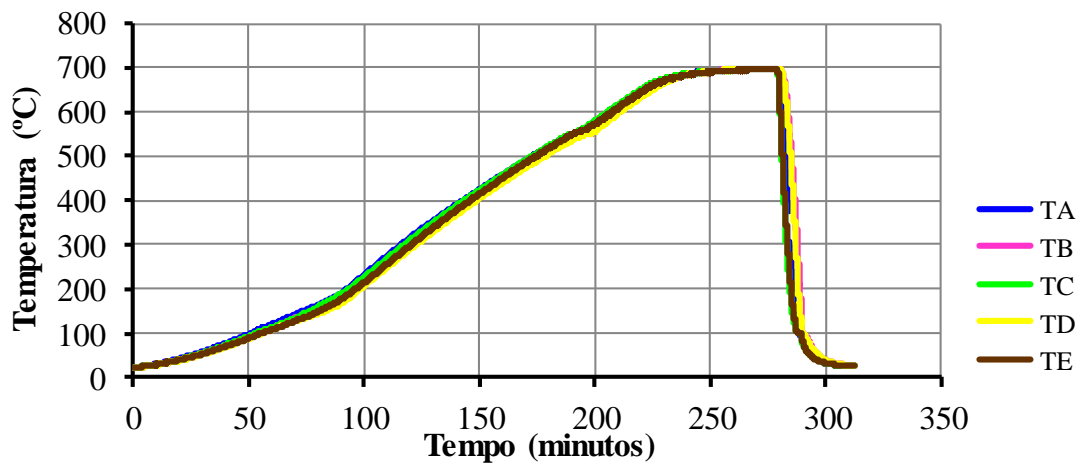


Figura AIII.9. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 700°C; arrefecimento por jato de água

**AIII.3 Provetes Após Ensaio**

Figura AIII.10. Provete Betão Calcário –  
série 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AIII.11. Provete Betão Calcário –  
série 300°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIII.12. Provete Betão Calcário –  
série 500°C; arrefecimento ao ar



Figura AIII.13. Provete Betão Calcário –  
série 500°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIII.14. Provete Betão Calcário –  
série 700°C; arrefecimento ao ar



Figura AIII.15. Provete Betão Calcário –  
série 700°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIII.16. Provete Betão Granítico –  
série 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AIII.17. Provete Betão Granítico –  
série 300°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIII.18. Provete Betão Granítico –  
série 500°C; arrefecimento ao ar



Figura AIII.19. Provete Betão Granítico –  
série 500°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIII.20. Provete Betão Granítico –  
série 700°C; arrefecimento ao ar



Figura AIII.21. Provete Betão Granítico –  
série 700°C; arrefecimento por jato de água

## ANEXO IV. Informação Complementar dos Ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral

### AIV.1 Introdução

A monitorização dos termopares nos provetes usados nos ensaios para determinação da resistência residual à tração por compressão diametral permite verificar o desenvolvimento da temperatura nos provetes. Neste anexo apresentam-se os resultados obtidos mediante a monitorização dos termopares dos provetes. A localização dos termopares nos provetes está representada na Figura AIV.1.

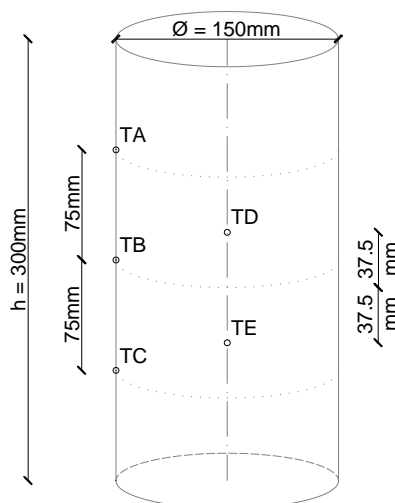


Figura AIV.1. Localização dos termopares nos provetes

Para alguns termopares não são apresentados resultados porque ficaram danificados não sendo possível efetuar a sua leitura. Algumas séries de provetes também não aparecem nos resultados pois os provetes romperam ou durante fase de aquecimento, ou durante a fase de estabilização da temperatura ou durante a fase de arrefecimento. Expõe-se, recorrendo a fotografias, o tipo de rotura sofrida pelos provetes após a realização do ensaio.

**AIV.2 Evolução de Temperaturas nos Provetes**

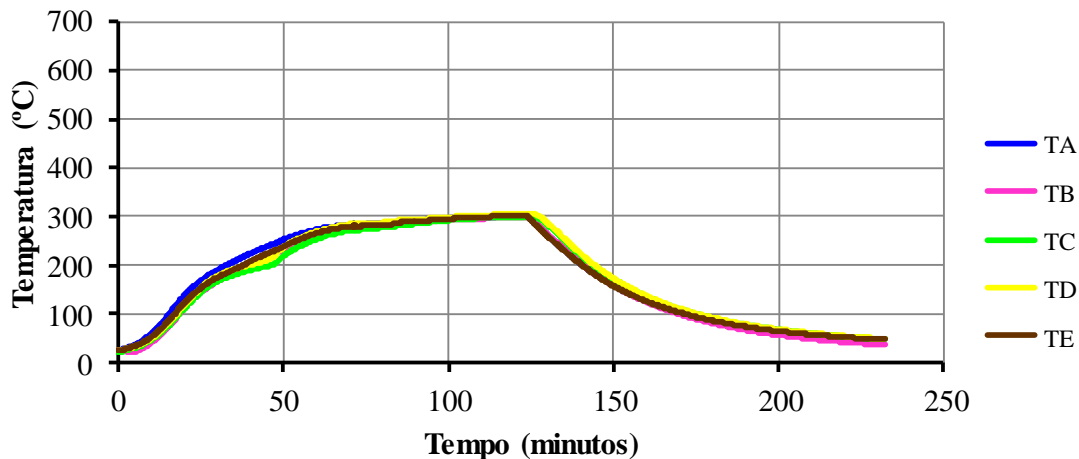


Figura AIV.2. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar

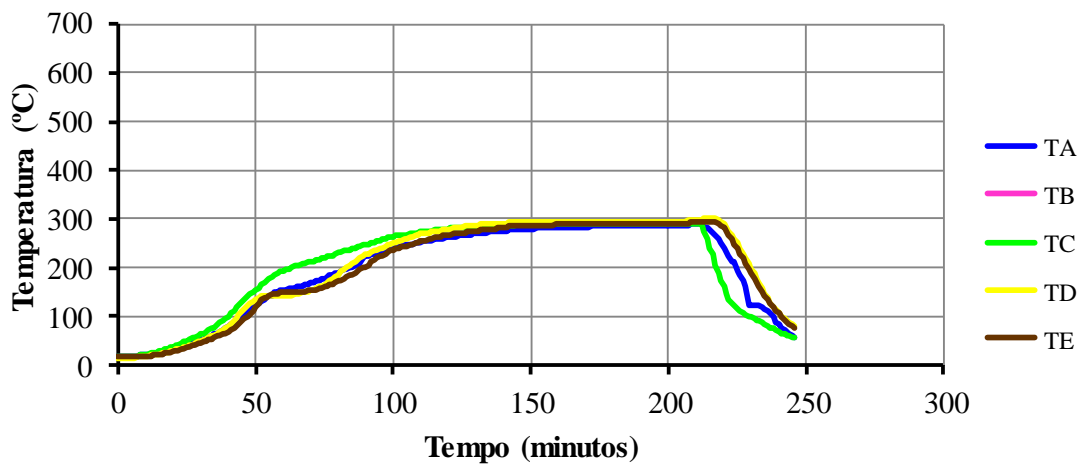


Figura AIV.3. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água

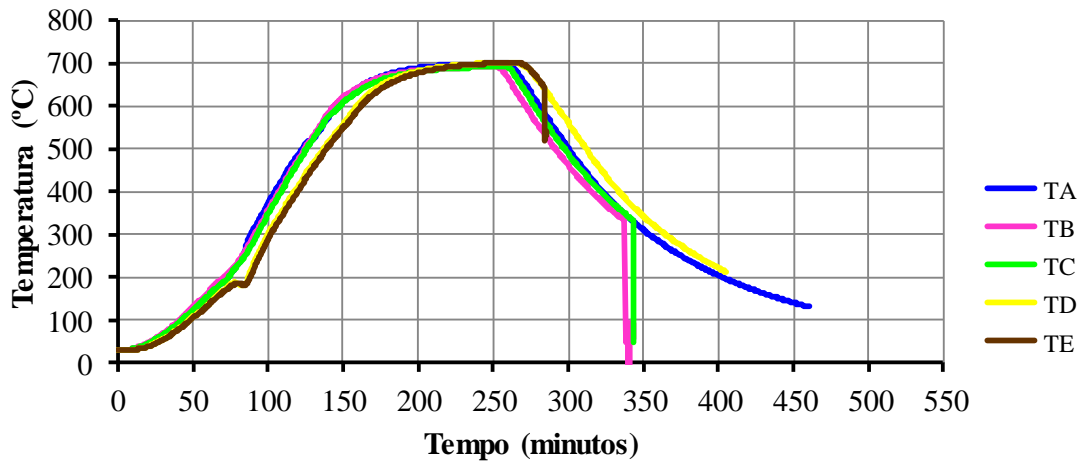


Figura AIV.4. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar

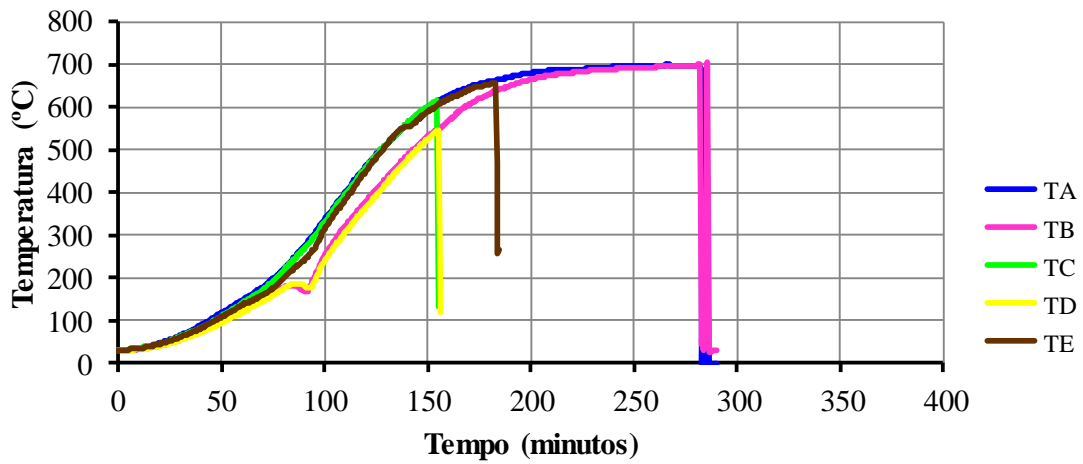


Figura AIV.5. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água

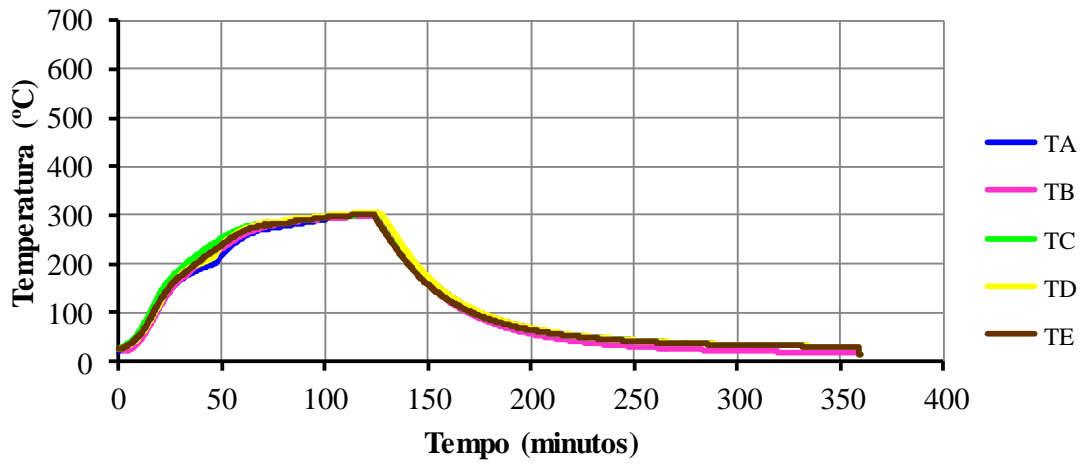


Figura AIV.6. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar

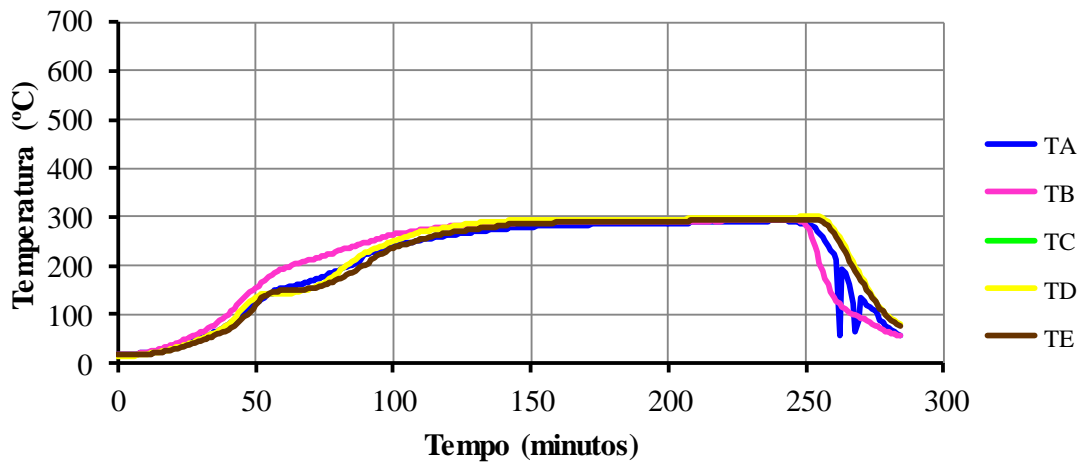


Figura AIV.7. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água



### AIV.3 Provetes Após Ensaio



Figura AIV.8. Provete Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AIV.9. Provete Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIV.10. Provete Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento ao ar

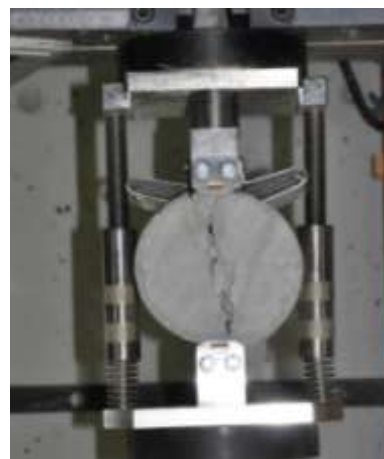


Figura AIV.11. Provete Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIV.12. Provete Betão Calcário –  
série 700°C; arrefecimento ao ar



Figura AIV.13. Provete Betão Calcário –  
série 700°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIV.14. Provete Betão Granítico –  
série 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AIV.15. Provete Betão Granítico –  
série 300°C; arrefecimento por jato de água



Figura AIV.16. Provete Betão Granítico –  
série 500°C; arrefecimento ao ar



Figura AIV.17. Provete Betão Granítico –  
série 500°C; arrefecimento por jato de água



## ANEXO V. Informação Complementar dos Ensaios de Resistência à Flexão

### AV.1 Introdução

No presente anexo mostra-se a evolução da temperatura nos termopares dos provetes usados nos ensaios para determinação da resistência à flexão. Apresenta-se ainda, recorrendo à amostra fotográfica, o tipo de rotura que os provetes sofreram após a realização do ensaio.

A Figura AV.1 mostra a localização dos termopares nos provetes.

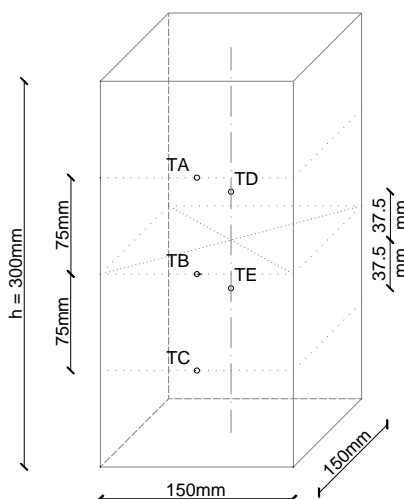


Figura AV.1. Localização dos termopares nos provetes

Para alguns termopares não são apresentados resultados porque se danificaram. Algumas séries de provetes não aparecem nos resultados em virtude de terem rompido ou durante fase de aquecimento, ou durante a fase de estabilização da temperatura ou durante a fase de arrefecimento, pelo que não foi possível concluir o ensaio.

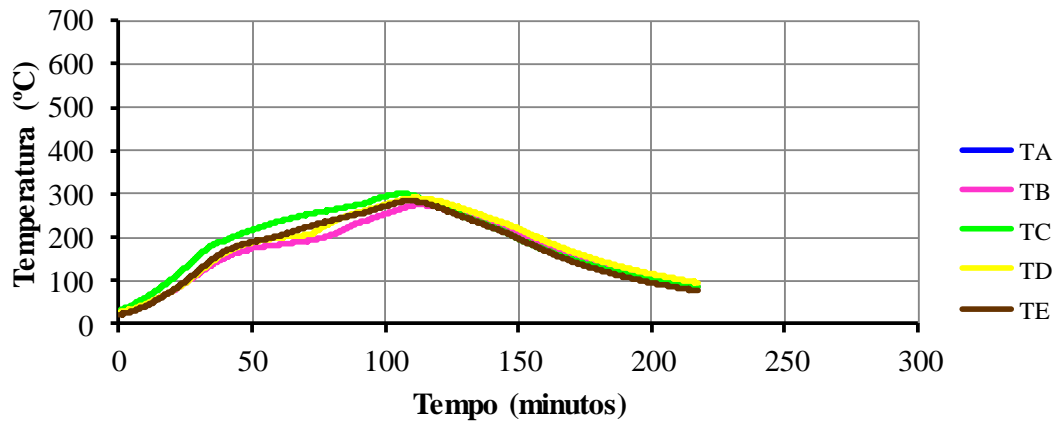
**AV.2 Evolução de Temperaturas nos Provetes**

Figura AV.2. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar

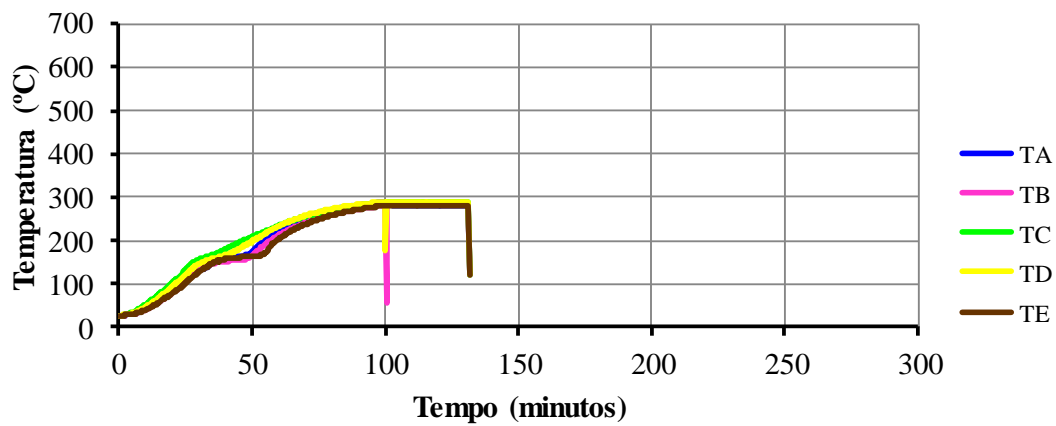


Figura AV.3. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água

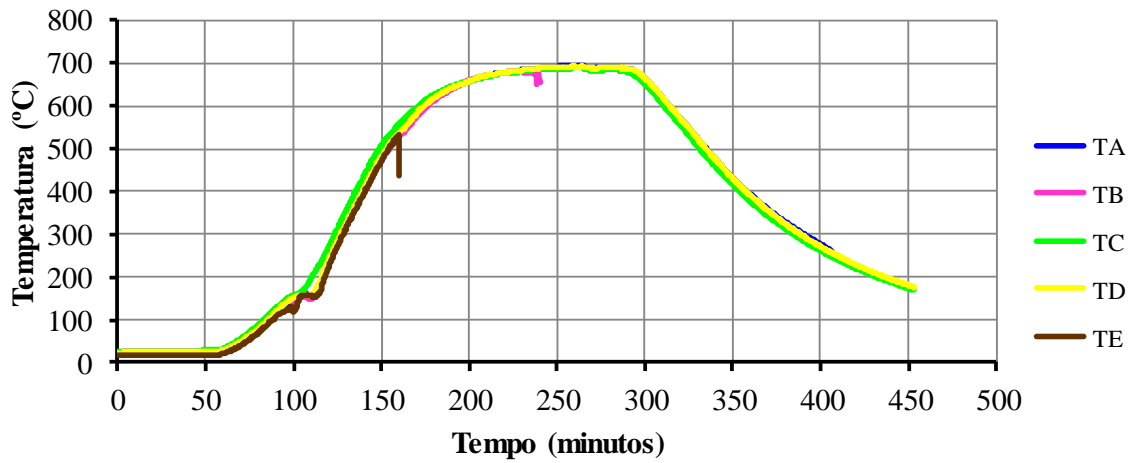


Figura AV.4. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar

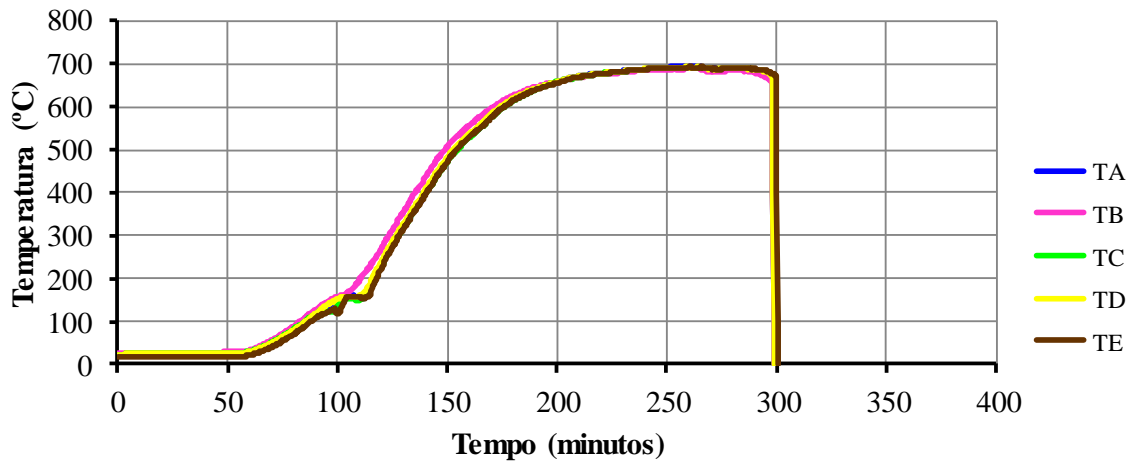


Figura AV.5. Evolução da temperatura no provete de Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água

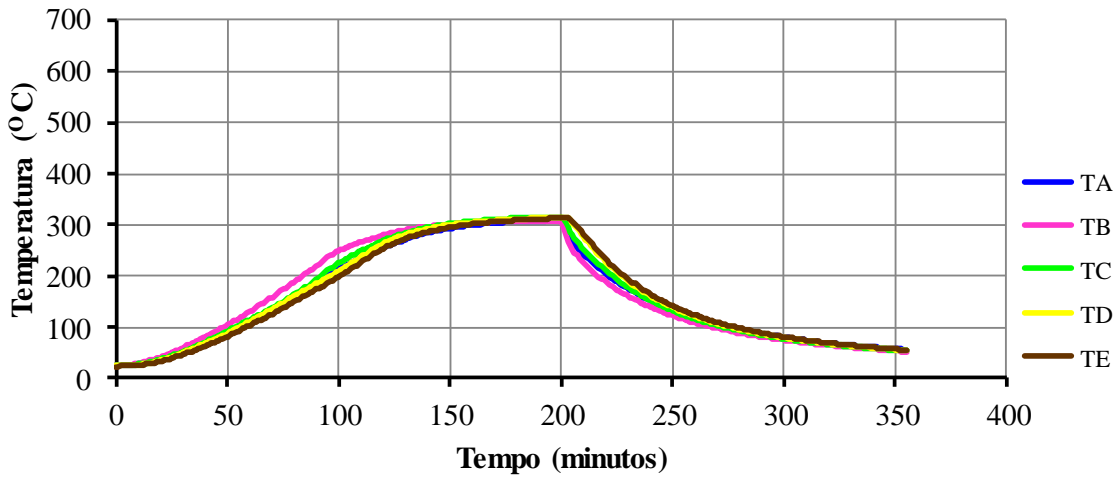


Figura AV.6. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar

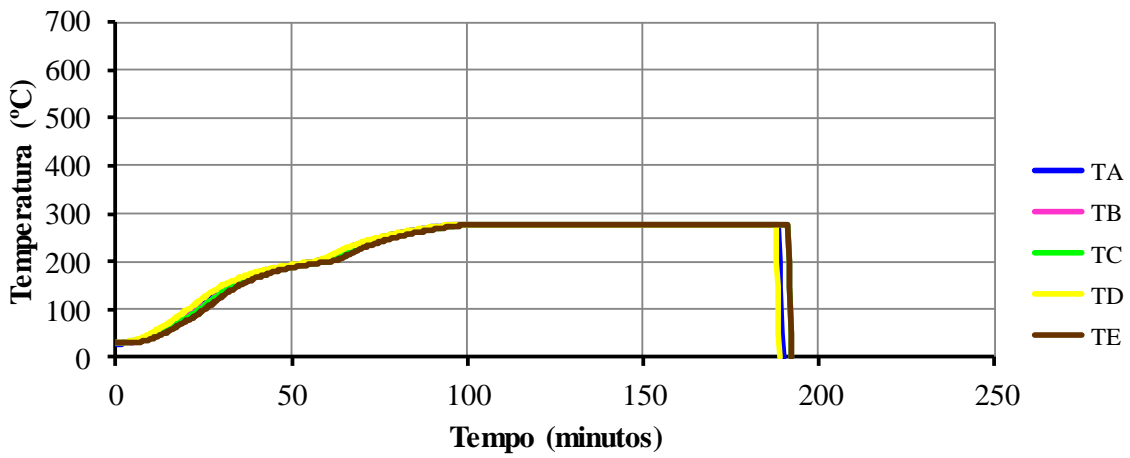


Figura AV.7. Evolução da temperatura no provete de Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água



### AV.3 Provetes Após Ensaio



Figura AV.8. Provede Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AV.9. Provede Betão Calcário – série 300°C; arrefecimento por jato de água



Figura AV.10. Provede Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento ao ar



Figura AV.11. Provede Betão Calcário – série 500°C; arrefecimento por jato de água



Figura AV.12. Provete Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento ao ar



Figura AV.13. Provete Betão Calcário – série 700°C; arrefecimento por jato de água



Figura AV.14. Provete Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento ao ar



Figura AV.15. Provete Betão Granítico – série 300°C; arrefecimento por jato de água

## ANEXO VI. Informação Complementar Sobre a Determinação do Módulo de Elasticidade

### AVI.1 Introdução

A evolução da temperatura nos provetes é igual à apresentada no Anexo IV. Algumas séries de provetes não aparecem nos resultados em virtude dos provetes terem rompido ou durante fase de aquecimento, ou durante a fase de estabilização da temperatura ou durante a fase de arrefecimento, não sendo possível concluir o ensaio.

### AVI.2 Cálculos Auxiliares

Quadro AVI.1. Módulo de elasticidade - Betão Calcário

20°C - calcário-1													
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>c</sub> /3 MPa	Força aplicada para f <sub>c</sub> /3 kN	E <sub>c</sub> (GPa)	55.90516	0.44084507						
0.5	8.84		13.20	233.33									
Extensómetro 1			Extensómetro 2			Extensómetro 3							
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Es1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Es1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Es1-Eb	Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %	
18 ciclo	33.804	297.4752	263.6712	60.096	375.2244	315.1284	37.56	247.3326	209.7726	16.32896305	33.43265793	236.7219	
20 ciclo	60.5655	305.8455254	245.28003	73.7115	384.1850169	310.4735	43.3505	258.3590169	215.0085	20.99838454	30.74819423	230.1442711	6.577628873
30 ciclo	65.73	307.2095	241.4795	79.0325	386.0855	307.053	46.011	259.0075	212.9965	21.35575943	30.63200815	227.238	9.4839
40 ciclo	65.5735	308.7745	243.201	78.4065	387.6505	309.244	44.759	262.294	217.535	21.3562753	29.65587045	230.368	6.3539

Quadro AVI.2. Módulo de elasticidade - Betão Calcário - arrefecimento ao ar

300°C - calcário\_ar\_1

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	13.34595	0.44084507
0.5	8.84	7.80	137.76			

	Extensómetro 1		Extensómetro 2		Extensómetro 3		Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb					Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb
1 <sup>o</sup> ciclo	153.996	927.419	773.423	158.691	742.98375	584.2928	231.933	1008.486	776.553	24.45366248	24.75816203	680.422875	
2 <sup>o</sup> ciclo	332.9116493	979.2976479	646.386	273.3935972	760.35525	486.9617	399.436493	1030.78725	631.3508	24.66395406	22.86987108	599.1562049	121.2666701
3 <sup>o</sup> ciclo	358.5415	1002.852	644.3105	284.12575	764.8529718	480.7272	413.9425	1034.200493	620.258	25.38888908	22.49560227	550.4926074	129.9302676
4 <sup>o</sup> ciclo	367.3839704	1014.203761	646.81979	286.2385	765.0293059	478.7908	418.6375	1033.15569	614.5182	25.9777117	22.0867962	546.6545	133.768875

300°C - calcário\_ar\_2

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	30.13493	0.44084507
0.5	8.84	7.80	137.76			

	Extensómetro 1		Extensómetro 2		Extensómetro 3		Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb					Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb
1 <sup>o</sup> ciclo	273.249	882.113521	608.86435	111.741	524.19675	412.4558	121.131	611.52375	490.3928	32.25818714	15.89277166	451.42425	
2 <sup>o</sup> ciclo	401.579	904.9623521	503.38335	186.78275	544.22875	357.446	247.1135	637.581	390.4675	28.99129459	8.456913828	373.95675	77.4675
3 <sup>o</sup> ciclo	418.8724704	912.778352	493.90606	197.816	550.6860282	352.87	264.40675	643.792507	379.3858	28.5523483	6.989120804	366.1278926	85.29635739
4 <sup>o</sup> ciclo	430.4543521	921.9437042	491.48935	205.87575	558.392	352.5163	275.51825	647.67525	372.157	28.2759131	5.277544155	362.336625	89.087625

500°C - calcário\_ar\_1

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	7.602435	0.44084507
0.5	8.84	5.95	105.23			

	Extensómetro 1		Extensómetro 2		Extensómetro 3		Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb					Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb
1 <sup>o</sup> ciclo	263.859	2393.25531	2129.3963	99.534	1510.67907	1411.145	106.107	1867.41531	1761.308	33.73027539	19.88086001	1586.22669	
2 <sup>o</sup> ciclo	1582.841	2458.928	876.087	846.352	1572.406197	726.0542	1153.2485	1936.010803	782.7623	17.12533148	7.244613777	754.40825	831.8184401
3 <sup>o</sup> ciclo	1650.6055	2489.289	838.6835	899.249	1603.470345	704.2213	1215.692	1971.217087	755.5251	16.03252656	6.790474958	729.873216	856.3534742
4 <sup>o</sup> ciclo	1689.693028	2511.825	822.13197	931.7789577	1626.2541	694.4751	1254.648465	1995.1872	740.5387	15.52753499	6.220281349	717.5069387	868.7197515

500°C - calcário\_ar\_2

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	7.457194	0.44084507
0.5	8.84	5.95	105.23			

	Extensómetro 1		Extensómetro 2		Extensómetro 3		Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb					Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb
1 <sup>o</sup> ciclo	215.97	2239.594352	2023.6244	338.04	3000.80925	2662.769	22.536	1055.9055	1093.37	24.00301482	61.19192453	1906.58701	
2 <sup>o</sup> ciclo	1413.821	2307.982648	894.16165	2101.9515	3095.257	993.3055	475.124	1098.39525	623.2613	9.98120484	37.2538207	758.7114899	
3 <sup>o</sup> ciclo	1482.368	2342.258352	859.89035	2199.9205	3140.87675	940.9563	507.5295	1119.7575	612.228	8.615267489	34.93555094	736.0591761	22.6527289
4 <sup>o</sup> ciclo	1517.737	2367.924352	850.18735	2249.3745	3177.81075	928.4363	523.57075	1136.3465	612.7758	8.428031315	33.99915718	731.4815111	27.22898789

700°C - calcário\_ar\_1

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	3.892872	0.44084507
0.5	8.84	2.27	40.2			

	Extensómetro 1		Extensómetro 2		Extensómetro 3		Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb					Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb
1 <sup>o</sup> ciclo	2.817	2974.046648	2971.2296	42.255	1922.05475	1879.8	4.695	1890.28525	1885.59	36.733273	0.307092169	1882.695	
2 <sup>o</sup> ciclo	2486.159	3035.081648	548.92265	1403.41375	1720.79575	317.382	1340.97025	1960.55375	619.5835	42.18092454	48.77494317	468.48275	
3 <sup>o</sup> ciclo	2478.492704	2975.144352	496.65165	1353.5685	1687.2265	333.658	1398.09275	1994.9055	596.8128	32.8185054	44.09335256	465.235375	3.247375
4 <sup>o</sup> ciclo	2496.959704	2990.168352	493.20865	1338.621648	1665.786	327.1644	1430.176352	2014.860352	584.684	33.66613633	44.0424405	455.9241761	12.55857394

700°C - calcário\_ar\_2

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	4.627069	0.44084507
0.5	8.84	2.27	40.2			

	Extensómetro 1		Extensómetro 2		Extensómetro 3		Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb					Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb
1 <sup>o</sup> ciclo	274.188	2230.59207	1956.7041	153.996	1711.54131	1557.545	383.112	2740.17393	2357.062	20.3995467	33.92005147	1957.10377	
2 <sup>o</sup> ciclo	1798.264352	2256.496352	498.232	1455.996648	1708.120352	252.1237	2102.187352	2758.861352	656.674	44.97902717	61.60959604	455.6765881	
3 <sup>o</sup> ciclo	1829.34593	2177.620352	348.27642	1471.073549	1704.4415	233.368	2132.98038	2764.962648	631.9823	32.99346852	63.07365538	404.5422136	51.13435446
4 <sup>o</sup> ciclo	1671.499352	1981.603	310.10365	1471.5695	1692.311648	220.7421	2146.7105	2766.607	619.8965	28.81665553	64.39048327	383.5807653	72.09580282

Quadro AVI.3. Módulo de elasticidade - Betão Calcário - arrefecimento por jato de água

300°C - calcário- agua_1														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	17.09732	0.44084507							
0.5	8.84		6.22	110										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3			Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1º ciclo			0	215.031	1347.465	1132.434	437.574	1557.6445	1120.071			1.091763405	1132.434	
2º ciclo			0	338.04	881.4393	543.3993	481.707	1153.8432	672.1362			19.1533948	543.3993	589.0347
3º ciclo			0	213.153	590.08325	376.9303	513.633	1319.21675	805.5838			53.21029626	376.93025	755.50375
4º ciclo			0	141.789	476.62075	334.8318	483.35025	1390.42425	907.074			63.08661146	334.83175	797.60225

500°C - calcário- agua_1														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	4.413259	0.44084507							
0.5	8.84		3.94	69.63										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3			Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1º ciclo	1824.477	3553.205028	1728.818	1585.032	2656.078324	1071.046	849.795	1730.810648	881.0156	38.04748062		17.74252633	976.0309859	
2º ciclo	2551.421704	3704.262423	1152.8407	1869.782648	2729.2035	859.4209	1022.7275	1788.8889	766.1614	25.45189995		10.85142899	812.791261	162.2398599
3º ciclo	2687.576704	3787.692352	1100.1156	1937.07875	2765.8245	828.7458	1070.69475	1820.5645	749.8698	24.66729722		9.517514871	789.30775	186.7232359
4º ciclo	2758.314704	3833.231648	1074.9169	1974.5605	2792.1165	817.556	1098.034	1839.501	741.497	23.94240273		9.303215926	779.5265	196.5048859

500°C - calcário- agua_2														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	4.68459	0.44084507							
0.5	8.84		3.94	69.63										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3			Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1º ciclo	330.528	2032.67931	1702.1513	247.896	2307.037476	2059.141	294.846	2171.13993	1876.294	17.33684501		8.879795226	1789.22262	
2º ciclo	1358.958648	2074.93431	720.97566	1453.179648	2376.525239	923.3456	1407.874	2239.34307	831.691	21.91702992		9.950393652	776.222662	1013.000254
3º ciclo	1398.329704	2093.423352	695.09365	1525.169648	2414.6385	889.4689	1475.874352	2271.98875	796.1144	21.85295233		10.4955282	745.6040229	1043.618597
4º ciclo	1421.566648	2105.471648	683.905	1559.60075	2442.41725	882.8165	1508.89475	2293.74225	784.8475	22.53146605		11.09732317	734.37625	1054.84637

700°C - calcário- agua_1														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	1.691885	0.44084507							
0.5	8.84		1.39	24.5										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3			Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1º ciclo	43.194	5977.903239	5934.7092	94.839	3418.982761	3324.144	90.144	1950.73062	1860.587	43.988094		44.02809404	2592.36519	
2º ciclo	4781.670141	5957.359859	1175.6897	2766.060352	3389.6961	623.6357	1473.7605	1913.9637	440.2032	46.95575387		29.41341136	531.9194739	
3º ciclo	4793.352535	5931.967183	1138.6146	2764.5725	3374.06175	609.4893	1456.468352	1894.82375	438.3554	46.47098111		28.07823963	523.9223239	7.99715
4º ciclo	4786.563521	5916.406352	1129.8418	2757.3735	3368.193	610.8195	1444.72975	1882.14725	437.4175	45.93760974		28.38841916	524.1185	7.800973944

700°C - calcário- agua_2														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	3.047363	0.44084507							
0.5	8.84		1.39	24.5										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3			Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %			
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1º ciclo	59.157	2144.755352	2085.5984	9.39	1330.563	1321.173	29.109	2808.31425	2779.205	36.6525679		52.4622012	2061.992201	
2º ciclo	1839.161549	2199.098648	359.8971	1167.43269	1340.4225	172.9898	2470.169549	2885.31225	415.1427	51.93335585		58.33003698	316.0098697	
3º ciclo	1883.294549	2227.13607	343.84152	1179.300239	1347.465	168.1648	2531.627761	2919.950549	388.3228	51.09236371		56.69459392	300.1096901	15.90017958
4º ciclo	1911.086648	2244.809549	333.7109	1189.479352	1350.198239	160.7189	2566.833648	2945.043451	378.2098	51.8388861		57.50536181	290.8798638	25.13000587

Quadro AVI.4. Módulo de elasticidade - Betão Granítico

20°C - granito - 1														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>c</sub> /3 MPa	Força aplicada para f <sub>c</sub> /3 kN		E <sub>c</sub> (GPa)	26.36554	0.44084507						
0.5	8.84		13.20	233.33										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3					Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %	
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1ª ciclo	19.719	273.786831	254.06783	62.913	724.6390845	661.7261	37.56	731.882169	694.3222	61.605287	4.694662789	678.0241268		
2ª ciclo	18.78	295.383831	276.60383	275.7926761	738.591831	462.7992	240.1283099	760.052169	519.9239	40.23242522	10.98712883	491.361507	186.6626197	
3ª ciclo	31.47633803	316.756	285.27966	292.6770423	746.0421127	453.3651	260.103	779.546338	519.4433	37.07506807	12.72097701	486.4042042	191.6199225	
4ª ciclo	40.86633803	328.65	287.78366	298.2757746	743.688	445.4122	270.1057746	788.358831	518.2531	35.38936617	14.05507022	481.8326408	196.1914859	

20°C - granito - 2														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>c</sub> /3 MPa	Força aplicada para f <sub>c</sub> /3 kN		E <sub>c</sub> (GPa)	25.26433	0.44084507						
0.5	8.84		13.20	233.33										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3					Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %	
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1ª ciclo	125.826	775.4575	640.6315			93.9	820.06	726.16			10.5387931	687.89575		
2ª ciclo	292.8115	792.203	499.3915			296.2545	852.4555	556.201			10.21384356	527.79625	160.0995	
3ª ciclo	302.297	795.646	492.349			325.9895	859.3415	533.352			7.687793427	512.8506	175.04525	
4ª ciclo	308.393169	792.917169	484.524			337.502169	858.647169	521.145			7.027027027	502.8345	185.06125	

20°C - granito - 3														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>c</sub> /3 MPa	Força aplicada para f <sub>c</sub> /3 kN		E <sub>c</sub> (GPa)	53.16803	0.44084507						
0.5	8.84		13.20	233.33										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3					Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %	
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1ª ciclo		0	7.512	210.4925	202.9805	31.926	306.81825	274.8923			26.15997723	238.936375		
2ª ciclo		0	9.15525	228.682614	219.5274	25.1965	299.6864789	274.49			20.0235415	247.0086715	-8.072296451	
3ª ciclo		0	11.581	237.48875	225.9078	27.3875	292.655	265.2675			14.83775811	245.587625	-6.65125	
4ª ciclo		0	15.4935	246.56575	231.0723	29.03075	286.94275	257.912			10.4065534	244.492125	-5.55575	

Quadro AVI.5. Módulo de elasticidade - Betão Granítico - arrefecimento ao ar

300°C - granito - 1-ar														
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>c</sub> /3 MPa	Força aplicada para f <sub>c</sub> /3 kN		E <sub>c</sub> (GPa)	21.63064	0.44084507						
0.5	8.84		8.09	142.9										
Extensômetro 1		Extensômetro 2			Extensômetro 3					Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %	
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb						
1ª ciclo	68.547	819.2003521	750.65335	53.523	572.8693521	519.3464	6.573	314.252	307.679	30.81409007	40.75649155	413.5126761		
2ª ciclo	224.5775	820.7565352	596.17904	163.699	575.968493	412.2695	61.348	350.5357535	289.1878	30.84803916	29.85468038	350.7286232	62.78405282	
3ª ciclo	231.38525	820.92075	589.5355	171.28925	577.9545	406.6653	72.53775	370.592	298.0543	31.01937882	26.70771599	352.35975	61.15292606	
4ª ciclo	235.14125	819.66875	584.5275	171.211	581.00625	409.7953	80.83225	384.91175	304.0795	29.89290495	25.79721214	356.937375	56.57530106	

Quadro AVI.6. Módulo de elasticidade - Betão Granítico - arrefecimento por jato de água

300°C - granito - 1 - água													
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>c/3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>c/3</sub> kN	E <sub>c</sub> (GPa)	9.442217	0.44084507						
0.5	8.84		6.46	114.17									
Extensômetro 1			Extensômetro 2			Extensômetro 3			Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %	
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c/3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	ε <sub>a1-Eb</sub>	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c/3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	ε <sub>a1-Eb</sub>	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c/3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	ε <sub>a1-Eb</sub>					
1º ciclo	38.499	903.318	864.819	88.266	1290.115465	1201.849	20.658	696.6657014	676.0077	28.04265215	21.8324642	770.4133507	
2º ciclo	257.4425	952.0754648	694.63296	384.677	1300.082972	915.406	154.23075	722.1615352	567.9308	24.11749692	18.24016222	631.281875	139.1314757
3º ciclo	279.43075	980.08125	700.6505	400.09225	1297.8545	897.7623	165.81175	734.4545	568.6428	21.95589645	18.84074157	634.646625	135.7667257
4º ciclo	293.51575	1000.11325	706.5975	405.335	1292.14225	886.8073	173.16725	742.98375	569.8165	20.32118592	19.35769657	638.207	132.2063507

300°C - granito - 2 - água													
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio f <sub>c/3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>c/3</sub> kN	E <sub>c</sub> (GPa)	15.58626	0.44084507						
0.5	8.84		6.46	114.17									
Extensômetro 1			Extensômetro 2			Extensômetro 3			Δ entre ext1 e ext2 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext2 e ext3 (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média (x10-6)	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %	
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c/3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	ε <sub>a1-Eb</sub>	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c/3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	ε <sub>a1-Eb</sub>	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>c/3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	ε <sub>a1-Eb</sub>					
1º ciclo	80.754	1301.6105	1220.8565	180.288	961.536	781.248	3.756	333.658	329.902	36.00820408	57.7724359	777.3355	
2º ciclo	762.7016475	1365.619	602.91735	506.2003521	971.00425	464.8039	62.99235211	73.3985	10.40615	22.90752683	97.76117457	359.3757993	417.9597007
3º ciclo	807.93125	1397.232	589.30075	516.99775	971.552	454.5543	73.3985	368.8705	295.472	22.86548931	34.9974178	446.4423333	330.8931667
4º ciclo	836.023	1423.13275	587.10975	520.75375	970.1435	449.3898	78.48475	378.96475	300.48	23.45728375	33.13599164	445.6598333	331.6756667





## ANEXO VII. Informação Complementar Sobre a Determinação do Coeficiente de Poisson

### AVII.1 Introdução

A evolução da temperatura nos provetes é igual à apresentada no Anexo IV. Algumas séries de provetes não aparecem nos resultados em virtude dos provetes terem rompido ou durante fase de aquecimento, ou durante a fase de estabilização da temperatura ou durante a fase de arrefecimento, pelo que não foi possível concluir o ensaio.

### AVII.2 Cálculos Auxiliares

Quadro AVII.1. Coeficiente de Poisson - Betão Calcário

20°C - calcário - roseta									
Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>3</sub> /3 MPa	Força aplicada para f <sub>3</sub> /3 kN	E <sub>c</sub> (GPa)	56.37911	0.44084507	E <sub>c</sub> (GPa) V - H	71.26671504	222.3974717
0.5	8.84	13.20	233.33						

R1_V		R2_V	
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>3</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>3</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )
18 ciclo	31.926	19.02246479	12.903535
28 ciclo	25.58664789	26.53446479	0.9478169
38 ciclo	28.17	28.70342254	0.5334225
48 ciclo	29.5785	28.8048169	-0.7736831

R1_H		R2_H	
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>3</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>3</sub> /3 (x10 <sup>-6</sup> )
18 ciclo	15.024	33.57035211	18.546352
28 ciclo	11.894	37.01335211	25.119352
38 ciclo	13.37964789	35.682	22.302352
48 ciclo	14.2415	36.1515	21.91

Δ entre ext1V e ext2V (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1H e ext2H (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média V (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
103.8827868	78.78145963	159.7115563	
99.73425294	72.97861242	178.8045563	-19.093
99.8504733	75.83588078	178.6370352	-18.92547887
100.2165437	76.27090321	178.2568063	-18.54525

Extensão média H (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
52.97635211	
59.04017606	-6.063823944
57.29883803	-4.322485915
57.12194894	-4.145596831

Quadro AVII.2. Coeficiente de Poisson - Betão Calcário - arrefecimento ao ar

300°C - calcário - roseta\_ar

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	Ec (GPa) V - H
0.5	8.84	7.80	137.76	15.53064	0.44084507 / 20.99137245 / 85.19679557

R1_V			R2_V			Δ entre ext1V e ext2V (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1H e ext2H (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média V (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb				
1º ciclo	58.218	424.428	366.21	199.068	584.5275	385.4595	-5.256410256	50.60313631	375.83475
2º ciclo	79.0325	447.4335	368.401	254.156	586.249	332.093	9.855564996	41.9888156	350.247
3º ciclo	84.51	454.8370521	370.32705	258.77275	583.5523507	324.7796	12.29925039	39.78596243	347.5533264
4º ciclo	92.72647042	466.4661042	373.73963	262.4505	583.9134028	321.4629	13.98747317	40.69762602	347.6012683

R1_H			R2_H			Extensão média H (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb		
1º ciclo	9.39	73.47675	64.08675	43.194	172.9325	129.7385	96.912625
2º ciclo	10.642	74.6505	64.0085	66.74725	177.07975	110.3325	87.1705
3º ciclo	14.398	79.74270141	65.344701	70.03375	178.5546605	108.5207	86.93270596
4º ciclo	14.398	78.15367535	63.755675	71.91175	179.4212325	107.5095	85.63257891

500°C - calcário - roseta\_ar

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	Ec (GPa) V - H
0.5	8.84	5.95	105.23	5.993804	0.44084507 / 8.293840261 / 28.251227

R1_V			R2_V			Δ entre ext1V e ext2V (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1H e ext2H (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média V (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb				
1º ciclo	956.841	2354.231704	1397.3907	999.096	1391.1285	392.0325	71.94539088	30.90289608	894.7116021
2º ciclo	1527.519352	2449.225	921.70565	905.11775	1398.171	493.0533	46.50643065	34.98878565	707.3794489
3º ciclo	1627.287	2495.791465	868.50446	926.40175	1398.82107	472.4193	45.60542412	35.33563092	670.4618925
4º ciclo	1681.669648	2532.015704	850.34606	934.07025	1399.11	465.0398	45.31170615	34.89461358	657.6929032

R1_H			R2_H			Extensão média H (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb		
1º ciclo	96.717	556.0445	459.3275	139.911	457.293	317.382	388.35475
2º ciclo	359.40225	603.6205	244.21825	323.09425	481.8625	158.7693	201.49375
3º ciclo	393.754	630.1412986	236.3873	341.56125	494.4196052	152.8584	194.6228269
4º ciclo	414.64675	648.536	233.88925	350.873	503.1475	152.2745	193.081875

700°C - calcário - roseta\_ar

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>t</sub> (GPa)	Ec (GPa) V - H
0.5	8.84	2.27	40.2	3.46114	0.44084507 / 4.639797472 / 20.17682982

R1_V			R2_V			Δ entre ext1V e ext2V (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1H e ext2H (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média V (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb				
1º ciclo	1877.061	1030.629648	-846.43135	1134.312	2340.301	1205.989	242.479245	58.62110456	179.7788239
2º ciclo	756.7546479	1043.700704	286.94606	1878.54775	2410.1	531.5523	46.01733765	63.59959555	409.2491532
3º ciclo	776.9453521	1059.531451	282.5861	1944.27775	2449.680393	505.4026	44.08693691	64.31497748	393.9943708
4º ciclo	786.1590141	1064.2	278.04099	1982.084535	2469.1005	487.016	42.90926665	64.11898098	382.5284754

R1_H			R2_H			Extensão média H (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )	Ea1-Eb		
1º ciclo	29.109	679.44475	650.33575	37.56	306.66175	269.1018	459.71875
2º ciclo	608.08075	762.85925	154.7785	285.53425	341.87425	56.34	105.55925
3º ciclo	669.9765	808.8204345	138.84393	313.07825	362.6247393	49.54649	94.1952119
4º ciclo	709.5229479	838.9965	129.47355	330.2390701	376.6955	46.45643	87.96499099

### Quadro AVII.3. Coeficiente de Poisson - Betão Calcário - arrefecimento por jato de água

300°C - calcário - roseta - água

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio $f_c/3$ MPa	Força aplicada para $f_c/3$ kN
0.5	8.84		6.22	110

$E_c$ (GPa)	9.897978	0.44084507	$E_c$ (GPa) V - H	13.29688226	57.1111992
-------------	----------	------------	-------------------	-------------	------------

R1_V			R2_V		
Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb	Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb
1º ciclo	578.424	1113.654	535.23	181.227	552.445
2º ciclo	569.7393521	1124.062352	554.323	246.0973521	566.9995
3º ciclo	585.623	1129.850648	544.22765	255.4873521	576.0787042
4º ciclo	594.074	1133.06	538.986	261.7473521	583.8243521

$\Delta$ entre ext1V e ext2V (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %	$\Delta$ entre ext1H e ext2H (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %	Extensão média V ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta$ entre ciclos (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %
30.64327485	70.3595724	453.224	
42.10917688	61.47553424	437.6125739	15.61142606
41.09241723	60.38254302	432.4095	20.8145
40.24390244	60.04404208	430.5315	22.6925

R1_H			R2_H		
Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb	Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb
1º ciclo	85.449	246.4875	161.0385	18.78	66.5125
2º ciclo	111.0356479	256.2676479	145.232	8.9205	64.87035211
3º ciclo	116.6696479	260.2595	143.58985	7.825	64.71164789
4º ciclo	119.1736479	263.3123521	144.1387	7.199	64.791

Extensão média H ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta$ entre ciclos (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %
104.3855	
100.5909261	3.794573944
100.23825	4.14725
100.8653521	3.520147887

500°C - calcário - roseta - água

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio $f_c/3$ MPa	Força aplicada para $f_c/3$ kN
0.5	8.84		3.94	69.63

$E_c$ (GPa)	3.757628	0.44084507	$E_c$ (GPa) V - H	5.96173813	10.73361365
-------------	----------	------------	-------------------	------------	-------------

R1_V			R2_V		
Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb	Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb
1º ciclo	953.085	1905.076704	951.9917	742.749	1052.54075
2º ciclo	1207.320352	1977.141648	769.8213	596.18675	1023.90125
3º ciclo	1261.936648	2010.712	748.77535	589.5355	1005.59075
4º ciclo	1288.228648	2031.37	743.14135	581.00625	991.9752941

$\Delta$ entre ext1V e ext2V (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %	$\Delta$ entre ext1H e ext2H (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %	Extensão média V ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta$ entre ciclos (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %
67.45856622	84.01537183	630.8917271	
44.43976773	74.9128434	598.7678979	32.12382923
44.43523697	73.17036137	582.4150311	48.47642606
44.69840187	72.43849268	577.0551981	53.83652901

R1_H			R2_H		
Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb	Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb
1º ciclo	55.401	296.2545	240.8535	469.5	1976.282
2º ciclo	188.34775	329.1195	140.77175	1614.68875	2175.8195
3º ciclo	210.8055	349.07325	138.26775	1761.64225	2276.99675
4º ciclo	226.06425	364.56675	138.5025	1841.61375	2344.13525

Extensão média H ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta$ entre ciclos (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %
873.81775	
350.95125	
326.811125	24.140125
320.512	30.43925

700°C - calcário - roseta - água

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio $f_c/3$ MPa	Força aplicada para $f_c/3$ kN
0.5	8.84		1.39	24.5

$E_c$ (GPa)	1.639553	0.44084507	$E_c$ (GPa) V - H	2.387771077	6.073667997
-------------	----------	------------	-------------------	-------------	-------------

R1_V			R2_V		
Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb	Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb
1º ciclo	30.987	2933.515352	2902.5284	10.329	1140.1025
2º ciclo	2513.39	3036.1	522.71	894.867	1179.5405
3º ciclo	2592.424704	3087.277704	494.853	924.915	1196.83375
4º ciclo	2639.374704	3116.71293	477.33823	938.8435	1203.968739

$\Delta$ entre ext1V e ext2V (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %	$\Delta$ entre ext1H e ext2H (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %	Extensão média V ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta$ entre ciclos (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %
61.07622862	65.46023235	2016.150926	
45.53892216	48.81355932	403.69175	20.305875
45.05060089	46.32263308	383.385875	32.46001768
44.45757218	45.72742365	371.2317323	

R1_H			R2_H		
Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb	Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb
1º ciclo	10.329	1411.317	1400.988	8.451	492.349
2º ciclo	1266.8675	1474.62125	207.75375	398.9185	505.26025
3º ciclo	1312.409	1504.98225	192.57325	408.778	512.14625
4º ciclo	1342.2225	1531.425239	189.20299	414.02075	516.7060869

Extensão média H ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta$ entre ciclos (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %
942.443	
157.04775	
147.97075	9.077
145.9441632	11.10358683

### Quadro AVII.4. Coeficiente de Poisson - Betão Granítico

20°C - granito - roseta

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN		Tensão de ensaio $f_c/3$ MPa	Força aplicada para $f_c/3$ kN
0.5	8.84		13.20	233.33

$E_c$ (GPa)	21.82842	0.44084507	$E_c$ (GPa) V - H	28.2240898	198.4701566
-------------	----------	------------	-------------------	------------	-------------

R1_V			R2_V		
Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb	Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb
1º ciclo	64.791	577.40675	512.61575	75.12	476.93375
2º ciclo	97.656	596.578	498.922	85.37075	488.98425
3º ciclo	106.0289704	605.029	499.00003	90.6135	495.479
4º ciclo	112.2105	609.7019577	497.49146	95.38675	498.1033846

$\Delta$ entre ext1V e ext2V (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %	$\Delta$ entre ext1H e ext2H (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %	Extensão média V ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta$ entre ciclos (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %
21.61502061	48.6586494	457.21475	
19.10288582	44.25795053	451.26775	5.947
18.86463407	43.52100089	451.9327648	5.281985211
19.0505428	44.90557018	450.1040462	7.110703802

R1_H			R2_H		
Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb	Extensão inicial ( $\times 10^{-6}$ )	Extensão $f_c/3$ ( $\times 10^{-6}$ )	Ea1-Eb
1º ciclo	12.207	96.79525	84.58825	9.39	52.81875
2º ciclo	7.74675	96.32575	88.579	3.756	53.13175
3º ciclo	9.077	96.63875	87.56175	3.99075	53.44475
4º ciclo	8.6075	98.52270141	89.915201	3.9125	53.45076754

Extensão média H ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta$ entre ciclos (se $\Delta > 10\%$ ensaio anulado) %
64.0085	
68.977375	-4.968875
68.507875	-4.499375
69.72673447	-5.718234472

Quadro AVII.5. Coeficiente de Poisson – Betão Granítico – arrefecimento ao ar

300°C - granito - roseta - ar

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>c</sub> (GPa)	0.44084507	E <sub>c</sub> (GPa) V - H	17.30356871	123.113518
0.5	8.84	8.09	142.9	14.86707				

	R1_V		Ea1-Eb	R2_V		Ea1-Eb	Δ entre ext1V e ext2V (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1H e ext2H (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média V (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )		Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )					
1º ciclo	334.284	880.6277042	546.3437	10.329	251.88675	241.5578	-126.1751917	-1058.267717	393.9507721	
2º ciclo	246.957	881.095	634.138	23.475	271.2145	247.7395	-155.9696778	-4538.235294	440.93875	-46.98802289
3º ciclo	253.843	880.6277042	626.7847	30.674	284.204	253.53	-147.2230916	-12950	440.1573521	-46.206625
4º ciclo	256.1905	876.4	620.2095	35.13425	291.79425	256.66	-141.6463415	157700	438.43475	-44.48402289

	R1_H		Ea1-Eb	R2_H		Ea1-Eb	Extensão média H (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )		Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )			
1º ciclo	48.828	163.93375	115.10575	2.817	12.75475	9.93775	62.52175	
2º ciclo	42.255	165.65525	123.40025	8.451	11.1115	2.6605	63.030375	-0.508625
3º ciclo	43.74175	166.28125	122.5395	9.5465	10.4855	0.939	61.73925	0.7825
4º ciclo	45.8545	169.1765	123.322	10.329	10.25075	-0.07825	61.621875	0.899875

Quadro AVII.6. Coeficiente de Poisson – Betão Granítico – arrefecimento por jato de água

300°C - granito - roseta - agua

Tensão inicial (0.5 a 1MPa) MPa	Força aplicada p/ tensão inicial kN	Tensão de ensaio f <sub>t3</sub> MPa	Força aplicada para f <sub>t3</sub> kN	E <sub>c</sub> (GPa)	0.44084507	E <sub>c</sub> (GPa) V - H	10.45497562	66.64486866
0.5	8.84	6.46	114.17	8.078375				

	R1_V		Ea1-Eb	R2_V		Ea1-Eb	Δ entre ext1V e ext2V (se Δ>10% ensaio anulado) %	Δ entre ext1H e ext2H (se Δ>10% ensaio anulado) %	Extensão média V (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )		Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )					
1º ciclo	153.996	689.8123239	535.81632	714.579	1452.86775	738.2888	27.42455795	72.84243864	637.052537	
2º ciclo	286.2385	732.8123521	446.57385	731.71575	1462.336	730.6203	38.87743296	77.39221872	588.5970511	48.45548592
3º ciclo	316.13	757.0896901	440.95969	757.3035	1466.718	709.4145	37.84174271	74.36000121	575.1870951	61.8654419
4º ciclo	334.6754704	773.8947042	439.21923	767.08475	1468.1265	701.0418	37.34763532	74.9452954	570.1304919	66.92204507

	R1_H		Ea1-Eb	R2_H		Ea1-Eb	Extensão média H (x10 <sup>-6</sup> )	Δ entre ciclos (se Δ>10% ensaio anulado) %
	Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )		Extensão inicial (x10 <sup>-6</sup> )	Extensão f <sub>t3</sub> (x10 <sup>-6</sup> )			
1º ciclo	21.597	61.856625	40.259625	147.423	295.667625	148.2446	94.252125	
2º ciclo	25.353	59.0005	33.6475	145.545	294.3765	148.8315	91.2395	3.012625
3º ciclo	26.37025	63.76823944	37.397989	148.049	293.907	145.858	91.62799472	2.624130282
4º ciclo	29.422	65.2605	35.8385	149.84875	292.88975	143.041	89.43975	4.812375