



FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

Comportamento do betão nas primeiras idades.

Fenomenologia e análise termo-mecânica

Miguel Ângelo Dias Azenha

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil e avaliada em 22 de Julho de 2004 pelo júri constituído por:

Presidente: Doutor Raimundo Moreno Delgado, Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vogais: Doutor Joaquim Azevedo Figueiras, Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto;

Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático da Universidade de Aveiro;

Doutor Rui Manuel Carvalho Marques de Faria, Professor Associado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

À minha família.

Índice geral

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DO TEXTO	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS.....	XVII
NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA	XIX
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 FENOMENOLOGIA DA HIDRATAÇÃO DO CIMENTO E SIMULAÇÃO MICROESTRUTURAL	7
3 PROBLEMA TÉRMICO	47
4 PROBLEMA MECÂNICO.....	91
5 APLICAÇÕES NUMÉRICAS	145
6 CONCLUSÃO	205
REFERÊNCIAS.....	209

Agradecimentos

Em primeiro lugar expresso o meu apreço ao Professor Rui Faria, orientador científico desta dissertação, pela total disponibilidade com que acompanhou o meu trabalho, desempenhando um importante papel na solução de vários problemas com que me deparei, e prestando uma valiosa ajuda na escrita deste documento.

Agradeço ao Professor Joaquim Figueiras o seu interesse nos estudos que desenvolvi, contribuindo com a sua útil opinião para diversas matérias prementes e proporcionando a oportunidade de instrumentar uma obra que é documentada nesta dissertação.

No âmbito da instrumentação efectuada foi importante o apoio cedido pelo Engº Carlos Félix e a disponibilidade do Amândio Pinto.

Apresento também o meu agradecimento à Professora Joana Coutinho pela sua disponibilidade para algumas trocas de ideias no âmbito do betão enquanto material.

Agradeço aos Professores Alex Gustch (Universidade de Braunschweig – Alemanha) e Jan Olofsson (Skanska Teknik – Suécia) pela prontidão e simpatia nas respostas a questões colocadas, o que constituiu uma ajuda preciosa, tendo em conta que se trata de dois investigadores consagrados na área do estudo do betão nas primeiras idades.

A interacção com os Engºs Carlos Sousa e Mário Pimentel foi bastante útil, principalmente no que concerne a questões relacionadas com o programa de análise utilizado nesta dissertação.

Apresento um agradecimento especial à minha família, e em particular aos meus pais que, da mesma forma que durante toda a minha vida, me encorajaram e apoiaram incondicionalmente.

A minha gratidão estende-se naturalmente à Lurdes, que sempre me acompanhou com toda a paciência, compreensão e afecto.

Resumo

A crescente utilização de betões de alto desempenho (com grande libertação de calor durante a reacção de hidratação do cimento) tem vindo a acentuar a importância da análise da fendilhação prematura do betão durante o processo de hidratação. Com efeito, os processos químicos associados ao endurecimento do betão nos primeiros dias após a betonagem são acompanhados de significativas variações térmicas e volumétricas, que se iniciam com uma fase de aquecimento devido ao carácter exotérmico das reacções de hidratação, seguindo-se-lhe uma fase de arrefecimento. A baixa condutividade do material, os efeitos diferenciais devidos ao processo construtivo e os fenómenos de convecção com o meio ambiente e cofragens podem gerar gradientes térmicos consideráveis, sobretudo durante a fase de arrefecimento. Estes gradientes poderão induzir tensões de tracção, e uma vez que a resistência à tracção é muito baixa nas primeiras idades, a fendilhação poderá surgir. Este tipo de fendilhação conduz usualmente a graves problemas de durabilidade, devido à maior permeabilidade do betão à entrada de agentes agressivos externos.

A análise do betão durante o processo de hidratação reveste-se também de grande importância no apoio a decisões relativas aos instantes de remoção de cofragens (e escoramentos) e de aplicação de pré-esforço. A referida importância reflecte-se em duas vertentes principais: a garantia de adequado comportamento estrutural e a antecipação dos prazos de conclusão das obras (com redução do ciclo de reaproveitamento de moldes e cofragens).

Nesta dissertação apresenta-se uma metodologia de cálculo baseada no método dos elementos finitos, que permite avaliar o risco de fissuração de estruturas de betão durante as primeiras idades. A referida metodologia compreende vários aspectos, que vão desde a caracterização microestrutural da hidratação do cimento (com especial enfoque sobre a geração de calor e respectiva simulação numérica), até às análises térmicas e mecânicas a nível macroscópico, tendo em conta o carácter evolutivo das propriedades (térmicas e mecânicas) do betão. A análise termo-mecânica é conduzida de forma sequencial: inicialmente é efectuada a análise térmica, cujos resultados (campo de temperaturas e graus de hidratação) são transferidos para a análise mecânica.

Finalmente são apresentadas três aplicações práticas e de validação da metodologia descrita - um tetrápode, um muro de suporte e uma laje (monitorizada no âmbito desta dissertação) -, tendo como objectivo demonstrar as suas potencialidades como ferramenta de apoio ao projecto e de auxílio à interpretação de patologias observadas no contexto das primeiras idades do betão.

Abstract

The increasing use of high performance concrete (with great heat release due to cement hydration) emphasizes the importance of the analysis of early age cracking of concrete. In fact, the chemical processes related to concrete hardening during the first few days after casting are coupled with significant thermal and volumetric changes, due to the exothermic nature of the cement hydration reaction. Such thermal and volumetric changes begin with a heating phase along with concrete expansion, and end with a cooling phase that leads to concrete contraction. Phenomena like the low concrete thermal conductivity, the differential thermal effects induced by construction, as well as convection interactions with the environment can cause significant thermal gradients, especially during the cooling phase. These gradients may induce tensile stresses large enough to reach the instantaneous concrete tensile strength, leading to cracking. This kind of cracking usually causes severe durability problems, as concrete becomes more prone to deterioration mechanisms.

Performing structural early-age concrete analysis is also important to sustain decisions that concern scaffold removal, as well as prestressing operations. Such importance is based on two main reasons: to minimize risks of early age induced damages and to accelerate construction schedules (with reduction of the reutilization cycles of scaffold).

In this dissertation, a methodology for analysis based on the Finite Element Method that is able to predict early-age cracking risk of concrete structures is adopted. This methodology embraces several aspects that range from microstructural characterization of cement hydration (with regard to numerical simulation of heat generation), to thermal and mechanical analyses at a macroscopic level, taking in consideration that during early ages concrete properties (thermal and mechanical) are constantly evolving. The thermo-mechanical analysis is performed in a sequential manner: firstly, a thermal analysis is conducted, whose results (temperature and degree of hydration fields) are transferred to a mechanical analysis.

Finally, three practical applications of the above described methodology are presented – a tetrapod, a retaining wall and a slab (that was monitorized within the scope of this dissertation) – with the purpose of demonstrating its capabilities as a design support tool, as well as an aid in understanding cracks that are observed in concrete at early ages.

Índice do texto

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento e objectivos da dissertação.....	1
1.2	Organização em capítulos.....	4
2	FENOMENOLOGIA DA HIDRATAÇÃO DO CIMENTO E SIMULAÇÃO MICROESTRUTURAL	7
2.1	Introdução.....	7
2.2	Cimento Portland.....	8
2.2.1	Composição química.....	8
2.2.2	Determinação das proporções dos componentes do clínquer.....	9
2.2.3	Hidratação do cimento	10
2.3	Calor de hidratação	12
2.3.1	Caracterização experimental	12
2.3.1.1	Calorimetria adiabática.....	13
2.3.1.2	Calorimetria semi-adiabática.....	14
2.3.1.3	Calorimetria isotérmica	15
2.3.2	Caracterização analítica	16
2.3.3	Aditivos para redução do calor de hidratação	18
2.3.3.1	Cimento com escórias.....	18
2.3.3.2	Cimento com cinzas	19
2.3.3.3	Cimento com sílica de fumo	20
2.3.4	Necessidade de caracterização do cimento	20
2.4	Modelos microestruturais	21
2.4.1	Modelo de van Breugel – HYMOSTRUC	22
2.4.1.1	Descrição geral do modelo	22
2.4.1.2	Fase de reacções por contacto	25
2.4.1.3	Fase de reacções por difusão	27
2.4.1.4	Previsão do comportamento de uma pasta num ensaio adiabático	27
2.4.1.5	Considerações acerca do modelo.....	28
2.4.2	Modelo de Maekawa <i>et al.</i> - DuCOM.....	28
2.4.2.1	Descrição geral do modelo	28
2.4.2.2	Abordagem multicomponente	29
2.4.2.3	Implementação no âmbito da presente dissertação.....	33
2.4.3	Modelo de Bentz – CHEMY3D.....	37
2.4.3.1	Descrição geral do modelo	37
2.4.3.2	Obtenção da microestrutura tridimensional.....	38

2.4.3.3	Conceitos gerais de automação celular	39
2.4.3.4	Modelo de hidratação	40
2.4.3.5	Previsão do comportamento da pasta num ensaio adiabático	44
2.4.3.6	Considerações acerca do modelo	45
3	PROBLEMA TÉRMICO	47
3.1	Introdução	47
3.2	Conceitos gerais	48
3.3	Condução	49
3.3.1	Condução em regime estacionário	49
3.3.2	Condução em regime variável	51
3.3.2.1	Equação de Fourier	51
3.3.3	Determinação experimental da condutibilidade térmica do betão	54
3.3.3.1	Método GHP	54
3.3.3.2	Método TLPP	56
3.3.4	Determinação analítica da condutibilidade térmica do betão	58
3.3.5	Determinação experimental do calor específico do betão	60
3.3.6	Determinação analítica do calor específico do betão	62
3.4	Convecção	63
3.4.1	Analogia resistência térmica / resistência eléctrica	68
3.5	Radiação	70
3.5.1	Conceitos gerais	70
3.5.2	Radiação solar	73
3.5.3	Outras fontes de radiação	76
3.6	Acoplamento modelo térmico / modelo de fluxo de humidade	76
3.7	Acoplamento termo-mecânico	77
3.8	Formulação da função de geração de calor Q	77
3.9	Tratamento numérico do problema térmico	79
3.9.1	Método dos Elementos Finitos	79
3.10	Resolução de um problema 1D de propagação de calor	81
3.10.1	Formulação em diferenças finitas	81
3.11	Exemplo comparativo DIANA <i>versus</i> algoritmo 1D	85
4	PROBLEMA MECÂNICO	91
4.1	Introdução	91
4.2	Acoplamento com o modelo térmico	92
4.3	Lei de Arrhenius e energia de activação	92
4.4	Grau de hidratação e maturidade	95
4.4.1	Grau de hidratação	95
4.4.2	Maturidade	98
4.5	Propriedades evolutivas do betão	103

4.5.1	Comportamento à tracção	104
4.5.1.1	Resistência à tracção.....	104
4.5.1.2	Lei constitutiva	105
4.5.2	Comportamento à compressão	107
4.5.2.1	Resistência à compressão	107
4.5.3	Módulo de elasticidade	109
4.5.4	Coeficiente de dilatação térmica	112
4.5.5	Coeficiente de Poisson	114
4.5.6	Grau de hidratação inicial	115
4.5.7	Perda de resistência final devida a cura a elevadas temperaturas.....	118
4.6	Propriedades medidas em laboratório <i>versus</i> verificadas em obra	119
4.6.1	Influência da compactação.....	120
4.6.2	Influência das tensões de restrição	120
4.6.3	Propriedades mecânicas a considerar em obra.....	120
4.7	Fluência	121
4.7.1	Fluência básica e de secagem.....	122
4.7.2	Fluência em tracção e em compressão	123
4.7.3	Coeficiente e função de fluência	124
4.7.4	Fluência com história de tensões variável.....	125
4.7.5	Formulações de fluência	126
4.7.5.1	Lei da dupla potência.....	127
4.7.5.2	Modelo de Gutsch e Laube.....	129
4.7.5.3	Outras formulações de fluência	130
4.8	Retracção	132
4.8.1	Retracção autógena	133
4.8.1.1	Definições e terminologia.....	133
4.8.1.2	Determinação experimental.....	134
4.8.1.3	Determinação analítica	135
4.8.1.4	Factores que afectam a retracção autógena	137
4.8.1.5	Minimização dos efeitos da retracção autógena	139
4.8.2	Retracção de secagem	140
4.9	Critérios de fendilhação	140
4.9.1	Critério da temperatura	141
4.9.2	Critério das tensões	143
4.9.3	Critério das extensões	144
5	APLICAÇÕES NUMÉRICAS	145
5.1	Introdução	145
5.2	Tetrápode.....	146
5.2.1	Descrição geral.....	146
5.2.2	Geometria e parâmetros utilizados na modelação	148

5.2.3	Resultados do modelo térmico	151
5.2.4	Resultados do modelo mecânico	154
5.3	Muro de suporte	161
5.3.1	Descrição geral.....	161
5.3.2	Simulação bidimensional	163
5.3.2.1	Resultados do modelo térmico.....	166
5.3.2.2	Resultados do modelo mecânico.....	169
5.3.3	Simulações tridimensionais.....	170
5.3.3.1	Muro com 8m de desenvolvimento	171
5.3.3.2	Muro com 16m de desenvolvimento.....	174
5.3.3.3	Muro com 32m de desenvolvimento.....	176
5.3.4	Análise termo-mecânica simplificada	178
5.3.5	Comentários	183
5.4	Laje estrutural apoiada em estacas	184
5.4.1	Introdução	184
5.4.2	Instrumentação	188
5.4.3	Modelação 1: laje em estado plano de deformação	189
5.4.3.1	Discretização no espaço e no tempo	192
5.4.3.2	Resultados do modelo térmico <i>versus</i> resultados da instrumentação	192
5.4.3.3	Resultados do modelo mecânico.....	195
5.4.4	Modelação 2: laje discretizada no respectivo plano médio	197
5.4.4.1	Discretização no espaço e no tempo	198
5.4.4.2	Resultados do modelo mecânico.....	199
5.5	Conclusões	203
6	CONCLUSÃO.....	205
6.1	Conclusões gerais.....	205
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	207
	REFERÊNCIAS	209

Índice de figuras

Figura 2.1 – Distribuição dos componentes numa partícula de clínquer (Breugel 1991)	9
Figura 2.2 – Libertação de calor durante a hidratação do cimento (Maekawa <i>et al.</i> 1999)	10
Figura 2.3 – Produtos de hidratação ao longo das três fases de hidratação (Beek 2000).....	11
Figura 2.4 – Desenvolvimento da resistência nos compostos puros de cimento Portland (Coutinho 2002)	18
Figura 2.5 – Representação esquemática do modelo HYMOSTRUC (Breugel 1995)	23
Figura 2.6 – Mecanismo de retirada de água aos produtos de hidratação da partícula central (Breugel 1995)	24
Figura 2.7 – Taxas de referência de geração de calor (Maekawa <i>et al.</i> 1999)	31
Figura 2.8 – Actividade térmica ($-E_i/R$) dos vários componentes do cimento e aditivos (Maekawa <i>et al.</i> 1999)	32
Figura 2.9 – Evolução de temperatura num ensaio adiabático.....	35
Figura 2.10 – Curvas adiabáticas obtidas a partir de testes adiabáticos e semi-adiabáticos (Cark e Breugel 2001).....	35
Figura 2.11 – Evolução da quantidade de água livre na mistura (DuCOM)	36
Figura 2.12 – Evolução do calor libertado por cada componente (DuCOM)	36
Figura 2.13 – Diagrama representativo do fluxo de actividades de caracterização com recurso ao CHEMY3D (Bentz 1995).....	37
Figura 2.14 – Digitalização de imagens de dois cimentos distintos obtidas por microscopia (Bentz 1997)	38
Figura 2.15 – Reconstituição 3D da microestrutura do cimento (Bentz 1997)	39
Figura 2.16 – Representação esquemática das regras do algoritmo de automação celular do CHEMY3D (Bentz <i>et al.</i> 1994).....	41
Figura 2.17 – Modelo 3D do cimento no início da hidratação – formação de agulhas de etringite (Bentz <i>et al.</i> 1994)	43
Figura 3.1 – Mecanismos de transferência de calor em sólidos.....	48
Figura 3.2 – Volume infinitesimal elementar de matéria.....	52
Figura 3.3 – Esquema do equipamento de ensaio GHP (Zarr <i>et al.</i> 2002).....	55
Figura 3.4 – Esquema da montagem do ensaio TLPP (Morabito 2001b)	56
Figura 3.5 – Evolução da condutibilidade térmica do betão em função da temperatura (Morabito 2001b)	57
Figura 3.6 – Evolução do calor específico do betão em função da temperatura (Morabito 2001b).....	60
Figura 3.7 – Evolução do calor específico do betão em função da idade (Morabito 2001b)	61
Figura 3.8 – Perfil da velocidade e da temperatura de um fluido na vizinhança de um sólido	64
Figura 3.9 – Gráfico comparativo de h_{free} segundo Jonasson (1994) e Silveira (1996)	66

Figura 3.10 – Analogia resistência eléctrica / resistência térmica.....	69
Figura 3.11 – Radiação de uma superfície	71
Figura 3.12 – Analogia resistência eléctrica / resistência térmica.....	72
Figura 3.13 – Determinação da função de geração de calor na hidratação do betão.....	78
Figura 3.14 – Esquema da modelação através do algoritmo 1D	82
Figura 3.15 – Geometria da peça de betão	85
Figura 3.16 – Malha de elementos finitos	86
Figura 3.17 – Evolução da temperatura em condições adiabáticas	86
Figura 3.18 – Mapas de evolução da temperatura (DIANA)	87
Figura 3.19 – Comparação da evolução das temperaturas DIANA <i>versus</i> algoritmo 1D	87
Figura 3.20 – Comparação da evolução do grau de hidratação para $x=0.2m$	88
Figura 3.21 – Comparação da evolução das temperaturas DIANA <i>versus</i> algoritmo 1D (sem geração interna de calor).....	89
Figura 4.1 – Representação gráfica da equação [4.6].....	97
Figura 4.2 – Representação esquemática da aplicação do conceito de grau de hidratação (Beek 2000).....	98
Figura 4.3 – Conceito de idade equivalente	99
Figura 4.4 – Processo de utilização do método da maturidade (Sule 2003).....	101
Figura 4.5 – Evolução da resistência em função da idade (equivalente/absoluta) (Torrenti 1992).....	102
Figura 4.6 – Resistência à tracção em função do grau de hidratação - resultados experimentais (Rostásy <i>et al.</i> 2001).....	105
Figura 4.7 – Curva σ - ϵ do betão em tracção	106
Figura 4.8 – Resistência à compressão em função do grau de hidratação - resultados experimentais (Rostásy <i>et al.</i> 2001).....	107
Figura 4.9 – Sensibilidade da relação entre resistência à compressão e o grau de hidratação em função de w/c (De Schutter e Kovler 2001a).....	108
Figura 4.10 – Módulo de elasticidade em função do grau de hidratação - resultados experimentais (Rostásy <i>et al.</i> 2001).....	110
Figura 4.11 - Sensibilidade da relação entre o módulo de elasticidade e o grau de hidratação em função de w/c (De Schutter e Kovler 2001a).....	110
Figura 4.12 – Comparação da evolução das resistências f_{ct} , f_c e E_c (Gutsch e Rostásy 2001a).....	111
Figura 4.13 – Evolução do coeficiente de dilatação térmica (Bjontegaard e Sellevold 2001c)	112
Figura 4.14 – Esquema da montagem de um ensaio ultra-sónico do betão.....	116
Figura 4.15 – Modelos propostos para correcção do grau inicial de hidratação (Krauß <i>et al.</i> 2001a)	117
Figura 4.16 – Evolução da resistência à compressão do betão a várias temperaturas de cura (Jonasson 1994).....	118
Figura 4.17 – Influência da hidratação do betão sobre a fluência (Breugel 1980b).....	122
Figura 4.18 – Comparação de resultados de ensaios laboratoriais de fluência em tracção e compressão (Gutsch 2001)	124

Figura 4.19 – Possíveis incorrecções na separação da componente elástica e de fluência da deformação (Emborg 1998a).....	125
Figura 4.20 – Ambiguidade na definição da deformação instantânea na lei da dupla potência (Bazant 1988).....	128
Figura 4.21 – Ilustração esquemática do modelo de barras de Lokhorst (Breugel 2001b).....	132
Figura 4.22 – Desenvolvimento da retracção autógena e de secagem para betões normais (NSC) e de alto desempenho (HPC) (FIB 1999).....	132
Figura 4.23 – Esquema ilustrativo da diferença entre retracção autógena e retracção química (Holt 2001).....	134
Figura 4.24 – Esquema da montagem experimental para determinação da retracção autógena (Bjontegaard e Sellevold 2001b).....	134
Figura 4.25 – Evolução do coeficiente $\beta_{as}(t)$	136
Figura 4.26 – Parede encastrada na base (Emborg e Bernander 1994).....	142
Figura 5.1 – Construção de um quebra-mar – colocação de tetrápodes.....	146
Figura 5.2 – Características geométricas dos tetrápodes (Pinto 2001).....	147
Figura 5.3 – Fendilhação superficial observável após remoção da cofragem.....	147
Figura 5.4 – Roturas ocorridas em situações de serviço.....	148
Figura 5.5 – Geometria e condições fronteira.....	149
Figura 5.6 – Malha de EF axissimétricos.....	150
Figura 5.7 – Função $f(\alpha)$ para a geração de calor do betão do tetrápode.....	150
Figura 5.8 – Temperaturas nos pontos P1 e P2: a) análise da presente dissertação; b) de Borst e van den Boogaard (1994).....	152
Figura 5.9 – Graus de hidratação nos pontos P1 e P2.....	152
Figura 5.10 – Evolução do campo de temperatura (°C).....	153
Figura 5.11 – Evolução do grau de hidratação.....	153
Figura 5.12 – Tensões principais.....	155
Figura 5.13 – Grandeza das tensões principais de tracção (Pa).....	156
Figura 5.14 – Evolução do índice de fendilhação.....	156
Figura 5.15 – Evolução da resistência e da tensão principal de tracção em: a) P2 e b) Px.....	157
Figura 5.16 – Vectores de fendilhação (perpendiculares ao plano da fenda).....	159
Figura 5.17 – Grandeza das tensões principais de tracção (Pa).....	159
Figura 5.18 – Evolução da resistência e da tensão de tracção em: a) P2 e b) Px.....	160
Figura 5.19 – Evolução da resistência e da tensão principal de tracção em: a) P2 e b) Px.....	161
Figura 5.20 – Padrão de fendilhação usual em muros de suporte.....	162
Figura 5.21 – Geometria e condições fronteira.....	163
Figura 5.22 – Previsão da evolução da temperatura em condições adiabáticas.....	165
Figura 5.23 – Malha de elementos finitos.....	166
Figura 5.24 – Evolução da temperatura em pontos localizados sobre o eixo de simetria: a) presente dissertação; b) Lura e Breugel (2001).....	167
Figura 5.25 – Evolução de temperaturas (°C) na secção do muro.....	167

Figura 5.26 – Evolução do grau de hidratação.....	168
Figura 5.27 – Evolução do grau de hidratação na secção.....	168
Figura 5.28 – Evolução da tensão normal de tracção na direcção longitudinal (Pa).....	169
Figura 5.29 – Evolução das tensões normais de tracção na direcção longitudinal.....	169
Figura 5.30 – Eixos globais, planos de simetria e condições fronteira do modelo 3D.....	170
Figura 5.31 – Malha de elementos finitos – Muro de 8 m	171
Figura 5.32 – Temperatura (°C) às 24h (muro de 8m)	172
Figura 5.33 – Evolução da tensão longitudinal de tracção (Pa) no plano de simetria YZ do muro de 8m.....	172
Figura 5.34 – Evolução da tensão longitudinal de tracção no plano de simetria YZ do muro de 8m	173
Figura 5.35 – Tensões longitudinais de tracção (Pa) no plano de simetria XZ do muro de 8m para t=120h.....	173
Figura 5.36 –Tensões principais no plano de simetria XZ do muro de 8m para t=120h.....	174
Figura 5.37 – Grandeza das tensões principais de tracção máximas (Pa) no plano de simetria XZ do muro de 8m para t=120h.....	174
Figura 5.38 – Malha de elementos finitos 3D - Muro de 16m	175
Figura 5.39 – Evolução da tensão longitudinal de tracção (Pa) no plano de simetria YZ do muro de 16m.....	175
Figura 5.40 – Evolução da tensão longitudinal de tracção no plano de simetria YZ do muro de 16m	176
Figura 5.41 – Tensões longitudinais de tracção (Pa) no plano de simetria XZ do muro de 16m para t=120h.....	176
Figura 5.42 – Malha de elementos finitos – Muro de 32m	177
Figura 5.43 – Evolução da tensão longitudinal de tracção (Pa) no plano de simetria YZ do muro de 32m.....	178
Figura 5.44 – Evolução da tensão longitudinal de tracção no plano de simetria YZ do muro de 32m	178
Figura 5.45 – Grandeza das tensões longitudinais de tracção (Pa) no plano de simetria XZ do muro de 32m para t=120h.....	178
Figura 5.46 – Geometria, condições fronteira e acção térmica aplicada	179
Figura 5.47 – Grau de restrição longitudinal no muro de 8 m.....	180
Figura 5.48 – Grau de restrição longitudinal no muro de 16 m.....	180
Figura 5.49 – Grau de restrição longitudinal no muro de 32 m.....	181
Figura 5.50 – Efeito combinado da temperatura e restrição sobre perfis de tensões em muros (Nilsson 2003)	181
Figura 5.51 – Planta estrutural do piso do armazém	185
Figura 5.52 – Estantes apoiadas na laje do armazém	186
Figura 5.53 – Aspecto global do armazém anteriormente às betonagens.....	186
Figura 5.54 – Faseamento das betonagens	187
Figura 5.55 – Aspecto da betonagem da primeira faixa transversal (21/03/2003).....	187
Figura 5.56 – Aspecto do armazém após betonagem da primeira faixa longitudinal (26/03/2003).....	187
Figura 5.57 – Unidade de aquisição de dados	188

Figura 5.58 – Colocação de um termómetro sobre a malha superior de armaduras da laje	188
Figura 5.59 – Esquema da instrumentação da laje	189
Figura 5.60 – Geometria e condições fronteira – Laje em estado plano de deformação.....	190
Figura 5.61 – Curva adiabática considerada para o betão.....	191
Figura 5.62 – Malha de elementos finitos.....	192
Figura 5.63 – Temperatura num ponto a 5cm da face superior da laje	193
Figura 5.64 – Temperatura num ponto a 5cm da face inferior da laje	193
Figura 5.65 – Evolução de temperatura através da espessura da laje.....	194
Figura 5.66 – Mapas de temperaturas em instantes seleccionados (°C).....	195
Figura 5.67 – Evolução do grau de hidratação através da espessura da laje	195
Figura 5.68 – Evolução das tensões longitudinais através da espessura da laje.....	196
Figura 5.69 – Evolução das tensões longitudinais na laje sem consideração da fluência	196
Figura 5.70 – Geometria do plano médio da laje e condições fronteira.....	198
Figura 5.71 – Malha de elementos finitos.....	199
Figura 5.72 – Tensões normais (Pa) na direcção X às 220h	199
Figura 5.73 – Evolução das tensões normais na direcção X nos elementos 37,42,91,94 e 100.....	200
Figura 5.74 – Tensões normais (Pa) na direcção Y às 220h	200
Figura 5.75 – Evolução das tensões normais na direcção Y nos elementos 14,28,42,56 e 70	200
Figura 5.76 – Evolução das tensões normais na direcção Y nos elementos 80,90,100,110 e 120.....	201
Figura 5.77 – Fendilhação observada em obra.....	201
Figura 5.78 – Fendilhação observada em obra.....	202
Figura 5.79 – Fendilhação observada em obra.....	202

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Composição do clínquer.....	8
Tabela 2.2 – Calores de hidratação dos componentes do clínquer (J/g)	17
Tabela 2.3 – Propriedades físicas de alguns componentes do cimento (Bentz 1997)	44
Tabela 3.1 – Condutibilidade térmica do betão em função dos agregados (Breugel 1998)	59
Tabela 3.2 – Valores da condutibilidade térmica para diferentes materiais (Breugel 1980a).....	60
Tabela 3.3 – Valores do calor específico para aplicação em [3.17] (Breugel 1980a)	63
Tabela 3.4 – Escala de Beaufort - Velocidade do vento	67
Tabela 3.5 – Radiação solar instantânea	74
Tabela 3.6 – Propriedades térmicas do betão.....	86
Tabela 4.1 – Coeficientes de dilatação térmica de alguns tipos de agregados (FIB 1999)	114
Tabela 4.2 – Coeficientes a e b da fórmula [4.54]	137
Tabela 4.3 – Retracção química dos diferentes componentes do cimento (Holt 2001)	138
Tabela 5.1 – Propriedades térmicas do betão.....	150
Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do betão.....	151
Tabela 5.3 – Propriedades térmicas do betão.....	165
Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas do betão.....	165
Tabela 5.5 – Características do cimento da mistura.....	165
Tabela 5.6 – Proporções dos componentes na mistura.....	165
Tabela 5.7 – Propriedades mecânicas do betão.....	180
Tabela 5.8 – Resultados das análises termo-mecânicas simplificadas e 3D (t=120h)	182
Tabela 5.9 – Composição química do CEM I 42.5	190
Tabela 5.10 – Componentes básicos do cimento obtidos pela fórmula de Bogue	191
Tabela 5.11 – Propriedades térmicas do betão.....	191
Tabela 5.12 – Propriedades mecânicas do betão.....	192

Notação e simbologia

Para clareza de exposição, no texto far-se-á a descrição de cada notação ou símbolo aquando da sua primeira utilização. Da lista que se segue, constituída por ordem alfabética, não constam símbolos de natureza secundária, em geral assim considerados quando o seu emprego não ultrapassou aplicações restritas.

A	Área atravessada pelo fluxo de calor; constante de proporcionalidade – Lei de Arrhenius
α	Absorvidade
$\alpha(t)$	Grau de hidratação do cimento no instante t
α_0	Grau de hidratação do cimento no instante inicial
$\alpha_{máx}$	Máximo grau de hidratação
α_T	Difusibilidade térmica
α_{cT}	Coeficiente de dilatação térmica
C	Conteúdo em peso de cimento no betão
c	Calor específico
ΔT	Variação de temperatura
ΔP	Calor dissipado
E	Módulo de elasticidade
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_a	Energia de activação aparente
E_{ct}	Módulo de elasticidade em tracção
ε	Extensão; emissividade
$\varepsilon_0(t)$	Extensão independente de tensões (de origem térmica ou retracção)
f_{ct}	Resistência do betão à tracção
f_{ck}	Valor característico da resistência do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da resistência do betão à tracção
f_c	Resistência do betão à compressão
f_{cm}	Resistência média à compressão do betão
Γ_q	Fronteira - condições de Newman/Robin
Γ_T	Fronteira - condições de Dirichlet
γ	Grau de restrição

γ_{det}	Factor de segurança (inverso do índice de fendilhação)
h_{conv}	Coeficiente de convecção
h_{eq}	Coeficiente de transmissão de energia térmica equivalente
η_i	Expoente para a propriedade X_i
$\eta_{\text{máx}}$	Índice de fendilhação
i, j, k	Versor do sistema de eixos de referência
$J(t, t')$	Função de fluência para o instante t , correspondente a carregamento à idade t'
$\phi(t, t')$	Coeficiente de fluência para o instante t , correspondente a carregamento à idade t'
$K(T)$	Derivada em ordem ao tempo do parâmetro de reacção à temperatura T
k	Condutibilidade térmica
k_{∞}	Condutibilidade térmica do betão endurecido
$M(t, T)$	Maturidade para a idade t e história de temperaturas $T(\tau)$, $\tau \in [0, t]$
N	Matriz de interpolação
ν	Coeficiente de Poisson; velocidade do vento
p_i	Percentagem em massa do componente i
$Q(t)$	Calor gerado até ao instante t
Q_{pot}	Calor potencial até à hidratação completa
q_i	Calor de hidratação do componente i do cimento
q_x''	Fluxo de calor através de uma superfície por unidade de área
q_x	Fluxo de calor
$\dot{Q}$	Taxa de geração de energia por unidade de volume no meio
R	Constante universal dos gases perfeitos
R_{tot}	Resistência térmica total equivalente
ρ	Reflectividade
ρc	Capacidade calorífica – calor específico volumétrico
σ	Tensão no betão; constante de Stefan-Boltzmann
$\sigma_{ct}(t)$	Tensão de tracção no instante t
T	Temperatura
T_s	Temperatura da superfície
T_{∞}	Temperatura do fluido (em zona não perturbada pela superfície)
T^e	Temperaturas nodais de um elemento finito
T_{n+1}	Campo de temperaturas no instante $n+1$ (MEF)
T_n^i	Temperatura no instante n referente a um nó i (M. Diferenças Finitas)

T_{ref}	Temperatura de referência
$T(\tau)$	História de temperatura $T(\tau)$, $\tau \in [0, t]$
t	Instante de tempo
t_{eq}	Idade equivalente à temperatura T_{ref}
τ	Transmissividade
w/c	Relação água/cimento (em peso)
Ω_e	Domínio
$X_i(\alpha)$	Propriedade X para o grau de hidratação α
X_{i1}	Valor hipotético de X para $\alpha=1$
x, y, z	Coordenadas no sistema de eixos de referência
ψ	Coefficiente de relaxação

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e objectivos da dissertação

De um ponto de vista estrutural, a simulação do comportamento do betão desde o instante em que é lançado nos moldes e cofragens até idades da ordem dos sete dias constitui um domínio de investigação ainda relativamente pouco explorado, particularmente em Portugal. Nesta dissertação far-se-á referência a este período como “*primeiras idades do betão*” (em correspondência com a designação internacionalmente aceite, “*early age concrete*”), sendo que o limite superior de sete dias referido é meramente convencional (a análise do betão nas primeiras idades decorrerá enquanto se mantiver a sua relevância).

A análise do comportamento do betão nas primeiras idades reveste-se de importância em diversos domínios, de entre os quais se pode referir o que visa evitar a fissuração de origem térmica decorrente do calor de hidratação. Com efeito a hidratação do cimento é um processo químico de carácter exotérmico, ao longo do qual decorrem significativas variações volumétricas no betão; se o betão for total ou parcialmente impedido de se deformar, são geradas tensões.

Dependendo do instante em que ocorre a fissuração do betão durante as primeiras idades em peças espessas, classificam-se dois tipos de fendas de índole estrutural: superficiais (“*surface cracks*”), ou atravessando a peça integralmente (“*through*

cracks”). Inicialmente podem ocorrer fendas superficiais no betão como consequência dos gradientes de temperatura induzidos durante a fase de aquecimento (expansão); este tipo de fendas tende a fechar quando o betão arrefece. Durante o período de arrefecimento do betão o impedimento à contracção conduz usualmente a tensões de tracção que em algum instante podem atingir a resistência instantânea do material, originando fendilhação através da peça. Por outro lado, a crescente utilização de betões de alto desempenho que actualmente se observa, com valores elevados do calor de hidratação e da retracção autógena, vem acentuar o risco de recorrência dos mencionados fenómenos de fendilhação. Este tipo de fendilhação conduz usualmente a graves problemas de durabilidade, em virtude da maior permeabilidade do betão à entrada de agentes agressivos externos.

Pelos motivos enunciados torna-se evidente a necessidade de dispor de metodologias de análise que permitam prever (e se possível evitar) esta fissuração precoce induzida pela reacção de hidratação do cimento. A implementação destas metodologias de análise requer a mobilização de meios de cálculo, sendo usualmente necessário efectuar duas análises, na seguinte sequência:

- Uma análise térmica para determinação do campo de temperaturas e da extensão das reacções químicas de hidratação, exigindo o conhecimento inicial das diversas características térmicas do betão, do seu potencial de geração de calor devido às reacções de hidratação e da forma como se processam as interacções térmicas entre o betão e o meio circundante.
- Uma análise mecânica que a partir dos resultados obtidos na análise térmica permita a obtenção dos campos de tensões e deformações, bem como a avaliação do risco de fendilhação. Esta análise deverá ainda ter em conta o carácter evolutivo das propriedades mecânicas do betão ao longo do processo de hidratação, bem como os fenómenos de fluência e retracção (autógena e de secagem).

As referidas metodologias numéricas de previsão do comportamento do betão nas primeiras idades constituem assim ferramentas essenciais para encontrar o adequado compromisso entre as proporções da mistura (cimento, agregados, água e aditivos) a adoptar, e o processo construtivo a seleccionar.

Conforme foi referido anteriormente, o domínio de utilidade da análise do betão nas primeiras idades não se cinge à previsão e interpretação da fendilhação de origem térmica, decorrente da libertação do calor de hidratação. Com efeito, a previsão ou a

monitorização da evolução das propriedades mecânicas do betão nas primeiras idades permitem ainda a obtenção de informações importantes no que diz respeito à tomada de decisões sobre a remoção de cofragens e escoramentos, bem como relativamente à aplicação de pré-esforço, proporcionando garantias de segurança e redução de custos relacionados com a eventual aceleração de ciclos construtivos. São conhecidos diversos acidentes ocorridos em obra resultantes da ausência de conhecimento acerca das propriedades do betão durante as primeiras idades, com perdas humanas e prejuízos materiais. Em Carino e Lew (2001) são relatados dois exemplos marcantes para a indústria da construção civil dos Estados Unidos da América:

- 2 de Março de 1973, Fairfax: Num edifício de vários pisos em construção a remoção prematura da cofragem de uma laje com 4 dias de cura, sob uma temperatura ambiente média de 7°C, teve como consequência o colapso do pavimento por insuficiente resistência ao punçoamento, do que acabou por resultar a ruína do edifício. Balanço: 14 mortos e 34 feridos.
- 27 de Abril de 1978, Willow Island: Durante a construção de uma torre de arrefecimento em betão deu-se a queda de um sistema de andaimes, que se encontravam parcialmente apoiados numa parte da torre betonada 24 horas antes (sob uma temperatura ambiente inferior a 10°C). Balanço: 51 mortos.

Um dos objectivos principais desta dissertação está, portanto, centrado na modelação e análise de estruturas em betão nas primeiras idades, com especial enfoque sobre os problemas relacionados com a geração de calor de hidratação. Pretende-se desta forma contribuir para o desenvolvimento no país das capacidades de aplicação dos conceitos teóricos relacionados com a temática em questão a situações práticas, nomeadamente através do apoio ao projecto ou à interpretação e análise de patologias observadas em obra, tendo-se inclusivamente procedido à instrumentação de uma estrutura real (uma laje de betão armado com fortes restrições à deformação livre), que foi objecto de estudo neste trabalho. Para a maior parte das análises termo-mecânicas realizadas no âmbito deste trabalho foi utilizado o programa de análise DIANA (versão 8.1), desenvolvido na Holanda pela empresa T.N.O. em colaboração com a Universidade de Delft.

1.2 Organização em capítulos

A presente dissertação está organizada em seis capítulos, o primeiro dos quais é constituído pela presente introdução.

O **Capítulo 2** inicia-se com a descrição da fenomenologia da hidratação do cimento, sendo abordadas questões relativas à evolução dos processos químicos da hidratação. São apresentadas metodologias experimentais de determinação do potencial de geração de calor de hidratação, e referido sumariamente o papel desempenhado pelos aditivos na minimização do calor gerado nas primeiras idades do betão. Seguidamente são referidos três modelos de simulação microestrutural da hidratação do cimento, com enfoque sobre as respectivas possibilidades no que se refere à previsão da evolução do calor de hidratação. Foi implementado um destes modelos de simulação da formação da microestrutura do cimento, evidenciando-se a coerência dos correspondentes resultados com os obtidos por via experimental, e publicados na bibliografia da especialidade.

No **Capítulo 3** são abordados diversos aspectos relativos à análise térmica do betão nas primeiras idades, destacando-se a apresentação das formas de transmissão de calor no betão (condução, convecção e radiação) e a caracterização das grandezas e carácter evolutivo de algumas das propriedades térmicas do betão nas primeiras idades (nomeadamente a condutibilidade térmica e o calor específico). Aborda-se a simulação numérica da transmissão de calor (com geração interna de calor devida à reacção de hidratação) pelo Método dos Elementos Finitos (DIANA) e pelo Método das Diferenças Finitas (algoritmo 1D implementado no âmbito desta dissertação), sendo apresentados exemplos comparativos (e de validação) dos dois métodos.

O **Capítulo 4** inicia-se com o tratamento do acoplamento existente entre as análises térmica e mecânica. São descritas as duas abordagens mais utilizadas para consideração do carácter evolutivo das propriedades do betão: o conceito de grau de hidratação e o conceito de maturidade. Efectua-se uma revisão bibliográfica da evolução das propriedades mecânicas do betão durante as primeiras idades, de acordo com estas abordagens. É dedicada especial atenção aos fenómenos da fluência nas primeiras idades, bem como à retracção. No final deste capítulo procede-se à apresentação de três critérios de avaliação do risco de fendilhação.

No **Capítulo 5** é efectuada a aplicação prática a três exemplos dos conceitos e metodologias numéricas tratados nos Capítulos 3 e 4: um tetrápode (peça em betão simples utilizada para protecção costeira), um muro de suporte (analisando as

implicações da betonagem em duas fases: sapata e parede) e uma laje estrutural apoiada em estacas (analisando as implicações do respectivo faseamento construtivo e das fortes restrições no seu plano). No último exemplo, que foi instrumentado e monitorizado no âmbito desta dissertação, é efectuada a comparação dos resultados obtidos por via numérica com os obtidos experimentalmente. São retiradas ilações acerca das potencialidades das metodologias numéricas utilizadas.

Finalmente, no **Capítulo 6** é apresentada uma síntese do trabalho realizado, salientando-se as conclusões mais importantes. São sugeridos desenvolvimentos futuros para continuidade do trabalho iniciado na presente dissertação.

2 FENOMENOLOGIA DA HIDRATAÇÃO DO CIMENTO E SIMULAÇÃO MICROESTRUTURAL

2.1 Introdução

A análise do comportamento do betão nas primeiras idades requer o conhecimento dos processos que intervêm na sua origem, bem como no subsequente desenvolvimento das propriedades físicas a nível macroscópico. A adição de água ao cimento dá início à reacção de hidratação deste que é responsável pela formação da microestrutura da pasta hidratada e consequente desenvolvimento de propriedades mecânicas do betão. No entanto, as reacções químicas associadas à hidratação do cimento têm um carácter marcadamente exotérmico, isto é, com grande libertação de calor, gerando uma expansão volumétrica a que depois se seguirá uma contracção, que na presença de restrições externas ou internas, pode provocar a fissuração do betão. É importante a caracterização física e química dos materiais e a compreensão das reacções envolvidas no processo de hidratação para que seja possível a utilização de modelos de previsão que apoiem a tomada de decisões em relação à mistura de betão a utilizar em cada situação, tendo em vista minimizar o risco de fissuração deste material. A simulação do referido processo de hidratação pode ser feita por recurso a modelos microestruturais, permitindo a obtenção de diversos dados úteis para a análise termo-mecânica de

estruturas de betão, de entre os quais se destaca a evolução temporal da temperatura da mistura de betão em condições adiabáticas.

2.2 Cimento Portland

2.2.1 Composição química

O cimento Portland é obtido a partir da mistura de calcário e argila através de processos específicos, com possível adição de outras matérias primas. Inicialmente é composto essencialmente pelos seguintes quatro óxidos, ordenados em função da respectiva quantidade: óxido de cálcio (CaO), óxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3). A partir destas matérias primas, e através de processos que envolvem queima, fusão parcial, aglomeração e arrefecimento, obtém-se o clínquer, cujos componentes principais se encontram discriminados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Composição do clínquer

Designação	Composição	Percentagem de ocorrência (em peso)
Silicato tricálcico (C_3S)	3CaO SiO_2	20% a 65%
Silicato bicálcico (C_2S)	2CaO SiO_2	10% a 55%
Aluminato tricálcico (C_3A)	$3\text{CaO Al}_2\text{O}_3$	0% a 15%
Aluminoferato tetracálcico (C_4AF)	$4\text{CaO Al}_2\text{O}_3 \text{Fe}_2\text{O}_3$	5% a 15%

Os quatro componentes principais mencionados na Tabela 2.1 contêm geralmente algumas impurezas, pelo que são por vezes referenciados com denominações alternativas: a alite corresponde ao C_3S , a belite corresponde ao C_2S , a fase aluminato correspondente ao C_3A e a fase ferrítica (ou celite) correspondente ao C_4AF . O conjunto formado pela alite e belite (silicatos de cálcio) constitui cerca de 85% do clínquer de cimento, encontrando-se as fases aluminato e ferrítica distribuídas na zona intersticial daquele, conforme se pode observar na Figura 2.1.

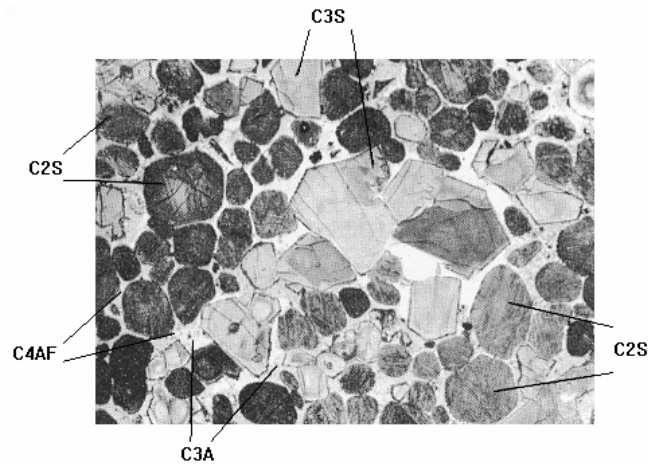


Figura 2.1 – Distribuição dos componentes numa partícula de clínquer (Breugel 1991)

2.2.2 Determinação das proporções dos componentes do clínquer

Para previsão do comportamento de um dado cimento aquando da hidratação é importante o conhecimento das proporções dos diversos constituintes, para o que existem essencialmente duas metodologias: os métodos directos e os indirectos.

Como exemplos dos métodos directos distinguem-se a microscopia electrónica e a espectroscopia por difracção de raios X.

No domínio dos métodos indirectos distingue-se o método de Bogue, proposto em 1929 e aplicável apenas a cimentos Portland: a partir da análise química percentual dos óxidos elementares do cimento, tal como é fornecida por métodos analíticos usuais, as fórmulas de Bogue permitem obter a composição do cimento em termos de C_3S , C_2S , C_3A e C_4AF . Para os casos mais correntes as fórmulas de Bogue são (Krauß *et al.* 2001b)

$$\begin{aligned}
 p_{C_3S} &= 4.07 \text{ CaO} - 7.60 \text{ SiO}_2 - 1.43 \text{ Fe}_2\text{O}_3 - 6.72 \text{ Al}_2\text{O}_3 - 2.85 \text{ SO}_3 \\
 p_{C_2S} &= 2.87 \text{ SiO}_2 - 0.754 \text{ C}_3\text{S} \\
 p_{C_3A} &= 2.65 \text{ Al}_2\text{O}_3 - 1.69 \text{ Fe}_2\text{O}_3 \\
 p_{C_4AF} &= 3.04 \text{ Fe}_2\text{O}_3
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

em que:

p_i - percentagem em massa do componente i

Após a formulação inicial de Bogue surgiram outras propostas por outros autores, diferindo ao nível dos parâmetros envolvidos e da contabilização dos processos de

aquecimento e arrefecimento durante o fabrico. Nesta dissertação é utilizada a fórmulação de Bogue, consensualmente aceite como adequada uma vez que tem mostrado boa coerência com os métodos directos (Bentz 1997; Breugel 1991); a inclusão do método de Bogue nas normas norte-americanas ASTM C150 também confirma a referida aceitação.

Os métodos indirectos baseados na fórmulação de Bogue têm sido bastante mais utilizados do que qualquer dos métodos directos. A razão para este facto reside nas dificuldades associadas aos métodos directos, que são bastante laboriosos e caros, em oposição à simplicidade e rapidez da aplicação do método de Bogue.

2.2.3 Hidratação do cimento

A hidratação do cimento Portland envolve diversas fases, com diferenças a vários níveis, nomeadamente no que diz respeito aos reagentes envolvidos e velocidades de reacção. De acordo com Beek (2000), Breugel (1991), Lura (2000) e Maekawa *et al.* (1999), o processo de hidratação pode ser dividido em três fases - período inicial, período intermédio e período tardio (Figura 2.2 e Figura 2.3) -, que serão descritas em continuação.

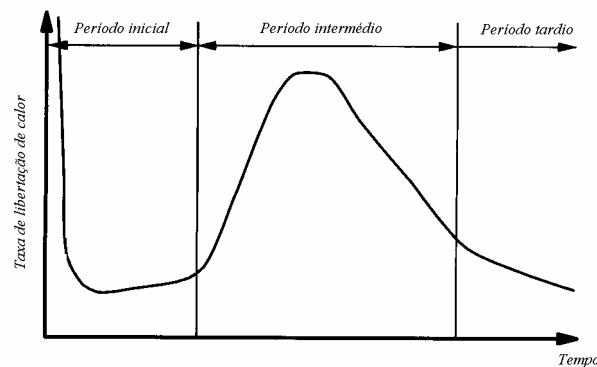


Figura 2.2 – Libertação de calor durante a hidratação do cimento (Maekawa *et al.* 1999)

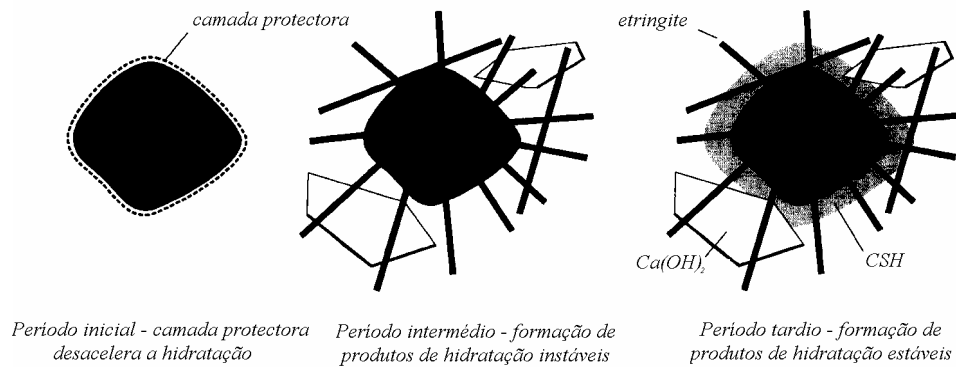


Figura 2.3 – Produtos de hidratação ao longo das três fases de hidratação (Beek 2000)

Período inicial

No instante da mistura, quando se dá o contacto entre a água e as partículas de cimento, inicia-se de imediato a reacção entre os iões superficiais das partículas do clínquer e da água: o C_3A reage com a água e o gesso para formar etringite, e a reacção da água com os silicatos de cálcio tem como produtos de reacção alguns silicatos de cálcio hidratados semi-estáveis. Estas reacções que ocorrem durante a primeira fase do período inicial são altamente exotérmicas, durando apenas alguns minutos (cinco ou menos). Esta fase inicial é usualmente denominada de pré-indução. O gesso é normalmente incluído no cimento (em pequenas quantidades), funcionando como um regulador das reacções (Breugel 1991).

Após a pré-indução surge uma fase de inactividade aparente, denominada de indução ou dormente, podendo durar até cerca de 5h. Uma possível justificação para esta dormência é a formação de uma camada protectora em torno das partículas do cimento, que impede o progresso de novas reacções (ver Figura 2.3).

Período intermédio

O período intermédio inicia-se quando é eliminado o mecanismo impeditivo do progresso da reacção de hidratação durante a fase de inactividade. As partículas de cimento (principalmente alite e belite) hidratam a grande velocidade com formação de silicatos de cálcio hidratados (CSH) e hidróxidos de cálcio (CH), iniciando-se a transformação da etringite em monosulfoaluminato hidratado. Neste período as partículas de cimento começam a expandir-se, surgindo fibras alongadas na recém

formada rede porosa resultante da sobreposição de partes de partículas de cimento em expansão (ver Figura 2.3). Dada a grande extensão e carácter exotérmico das reacções, ocorre um pico de geração de calor (ver Figura 2.2), seguindo-se uma fase de desaceleração das reacções em resultado da camada de produtos de hidratação que se forma à volta das partículas de cimento, dificultando o acesso da água para a subsequente hidratação dos reagentes não hidratados. As velocidades de reacção passam a ser controladas pelas taxas de difusão dos iões através das camadas de produtos de hidratação, variando a duração do período intermédio entre as 24h e as 48 h, usualmente.

Período tardio

O período tardio corresponde à continuação das reacções controladas pela difusão com que terminou o período intermédio, mas com velocidades de reacção marcadamente inferiores devido ao espessamento progressivo da camada de produtos de hidratação (ver Figura 2.3), o que reduz a taxa de libertação de calor relativamente ao que sucede na fase intermédia. Os produtos de reacção formados durante este período (e fase final do período intermédio) são bastante estáveis, ocupando o espaço entre as fibras alongadas formadas anteriormente.

2.3 Calor de hidratação

2.3.1 Caracterização experimental

O conhecimento do potencial de geração de calor de um determinado cimento é essencial para o conhecimento do comportamento térmico de um betão em obra, e previsão do risco de fendilhação prematura. Para determinação das características de geração de calor e de reactividade dos cimentos existem algumas técnicas experimentais com aceitação generalizada, que se resumem de seguida: os ensaios adiabáticos, os semi-adiabáticos e os isotérmicos.

2.3.1.1 Calorimetria adiabática

O ensaio adiabático é efectuado com recurso a um equipamento – o calorímetro – que permite medir o comportamento de uma amostra de pasta de cimento ou de betão em condições supostamente adiabáticas[†] (ou seja, sem ganhos nem perdas de calor). Durante o ensaio é registada a evolução da temperatura da amostra ao longo do tempo. É sabido que não existem sistemas 100% adiabáticos, portanto o calorímetro funciona com base na detecção da energia que se perde para o exterior, injectando no sistema calorímetro-amostra uma quantidade de energia idêntica. Segundo a RILEM (TCE119 1998), para um calorímetro poder ser considerado adiabático a perda de temperatura no interior das amostras não poderá ser superior a 0.02 K/h.

Os ensaios podem ser efectuados sobre pastas de cimento ou sobre amostras de betão com massa da ordem dos 10kg. Para previsão do calor gerado por uma dada mistura de betão é realmente necessário ensaiar amostras deste material, uma vez que os ensaios de pastas de cimento apenas fornecem um ponto de partida para estimar a geração de calor da mistura de betão (conhecidas as proporções da mistura e as características térmicas dos agregados). Essas estimativas podem não conduzir a valores rigorosos, uma vez que a presença dos agregados pode alterar a própria cinética das reacções de hidratação, dificultando as previsões (Morabito 1998).

Uma vez que o resultado obtido a partir de um ensaio adiabático é uma curva que expressa a evolução da temperatura de uma amostra ao longo do tempo (ver forma típica na Figura 2.9), o procedimento para avaliar a quantidade de calor $Q(t)$ que vai sendo gerada num ensaio adiabático de uma pasta de cimento, é o seguinte (Breugel 2001a; Jonasson 1994):

$$Q(t) = \frac{\Delta T \rho c}{C} \quad [2.2]$$

em que:

$Q(t)$ - calor gerado (J/kg) até ao instante t

[†] Em termos práticos a reacção de hidratação pode ocorrer em condições quase adiabáticas no interior de uma grande massa de betão (por exemplo, numa barragem), em que o calor gerado por uma dada zona não se dissipa porque as zonas adjacentes estão a gerar calor idêntico (logo não há trocas de calor).

- ρc - capacidade calorífica do betão (J/m³ K)
- ΔT - variação de temperatura (K) entre o instante inicial e o instante t
- C - conteúdo em cimento do betão (kg/m³)

2.3.1.2 Calorimetria semi-adiabática

A calorimetria semi-adiabática baseia-se em fundamentos semelhantes à calorimetria adiabática, com exigências inferiores ao nível do isolamento térmico. São medidas as perdas de calor durante o ensaio, permitindo a posterior compensação numérica aquando do cálculo do calor gerado. A compensação referida tem em conta o facto de as perdas de calor para o exterior não serem constantes durante o ensaio, e o facto de a reacção de hidratação ser termicamente activada, justificando a utilização da Lei de Arrhenius[†] (Morabito 1998). Obtém-se assim uma curva T - t adiabática a partir das medições da temperatura num ensaio semi-adiabático. O ensaio semi-adiabático é menos dispendioso e laborioso que o adiabático, embora menos rigoroso devido às considerações feitas na compensação numérica do calor perdido para o exterior. Segundo a RILEM (TCE119 1998), para um calorímetro poder ser considerado semi-adiabático a perda de calor no interior das amostras não poderá ser superior a 100 J/h K.

Fazendo analogia com a equação [2.2], para o caso específico de ensaios semi-adiabáticos tem-se

$$Q(t) = \frac{\Delta T \rho c + \int_0^t \Delta P dt}{C} \quad [2.3]$$

em que:

- ΔP - calor dissipado durante o ensaio (W/m³)

[†] A Lei de Arrhenius descreve a dependência existente entre a velocidade de uma reacção química e a temperatura. Esta lei apresenta-se usualmente na forma $K(T) = A \exp(-E_a/(R T))$, em que $K(T)$ representa a velocidade de reacção; A é uma constante de proporcionalidade; R é a constante universal dos gases perfeitos e E_a representa a energia de activação.

2.3.1.3 Calorimetria isotérmica

Os ensaios baseados em calorimetria isotérmica consistem na medição do calor produzido numa amostra de pasta de cimento que hidrata em condições de temperatura constante. A amostra é mantida a temperatura constante por condução para o exterior do calor gerado na hidratação, sendo este medido com recurso a sensores de fluxo de calor. A utilização de calorimetria isotérmica requer o emprego de amostras pequenas (tipicamente 1 a 10g de pasta de cimento), uma vez que amostras de grandes dimensões não permitiam assegurar condições isotérmicas, devido à ocorrência de gradientes de temperatura no seio daquelas.

Fazendo analogia com as equações [2.2] e [2.3], para o caso específico de ensaios isotérmicos tem-se

$$Q(t) = \frac{\int_0^t \Delta P \, dt}{C} \quad [2.4]$$

Em Wadsö (2003) são enunciadas as potenciais vantagens da utilização da calorimetria isotérmica, por comparação com as duas técnicas anteriormente descritas:

- A calorimetria isotérmica mede directamente a grandeza pretendida (o calor gerado), não necessitando de transformações numéricas que podem acarretar erros. Um dos erros mais apontados é o que está associado à necessidade de estimar a capacidade calorífica do betão para proceder à conversão das medições de temperatura em calor, conforme se pode observar nas equações [2.2] e [2.3].
- A calorimetria isotérmica permite a obtenção directa da energia de activação (parâmetro importante na aplicação da lei de Arrhenius) a partir de análises da mesma amostra a temperaturas diferentes. No caso da calorimetria semi-adiabática a energia de activação tem que ser estimada (ou obtida a partir de ensaios) para que se possa determinar a curva de hidratação correspondente em condições adiabáticas. Ora esta necessidade acarreta mais uma fonte de erros para os ensaios semi-adiabáticos.
- Os calorímetros isotérmicos são mais estáveis, sensíveis e têm menores necessidades de calibração.

2.3.2 Caracterização analítica

Definindo o calor potencial como o calor libertado até à hidratação total, existem diversos modelos analíticos para a sua determinação a partir da ponderação dos calores de hidratação gerados por cada um dos componentes químicos principais do cimento. Em Breugel (1991) é estabelecida a seguinte expressão para o cimento Portland:

$$Q_{pot} = q_1(p_{C_3S}) + q_2(p_{C_2S}) + q_3(p_{C_3A}) + q_4(p_{C_4AF}) + q_5(p_C) + q_6(p_{MgO}) \quad [2.5]$$

em que:

- Q_{pot} - calor potencial até à hidratação completa (J/g)
 $q_1 \dots q_6$ - calores de hidratação correspondentes aos diferentes constituintes do cimento (J/g)

Em Breugel (1991) pode ser encontrada uma revisão dos valores propostos por vários autores para os diferentes calores de hidratação dos constituintes do cimento. Na Tabela 2.2 apresentam-se os valores constantes da referida revisão, acrescidos de propostas de outros autores (Krauβ *et al.* 2001b; Maekawa *et al.* 1999; Schindler e Folliard 2003). Os valores apresentados na Tabela 2.2 apresentam coerência, e as diferenças observadas podem ser explicadas pelos métodos de medição aplicados.

Relativamente ao valor do calor de hidratação máximo do C_3A , é necessário ter em atenção o facto de envolver reacções em duas etapas: a reacção inicial com o gesso para formação de etringite (624J/g), e a posterior conversão da etringite em monosulfoaluminato com libertação de 866J/g. Assim perfaz-se um total de 1490J/g, que é um valor coerente com o apresentado na Tabela 2.2 por Catharin e Krauβ *et al.* (2001b), enquanto que os valores apresentados pelos restantes autores apenas contabilizam a segunda fase da reacção.

Tabela 2.2 – Calores de hidratação dos componentes do clínquer (J/g)

	q_1 C₃S	q_2 C₂S	q_3 C₃A	q_4 C₄AF	q_5 C	q_6 MgO
Woods	570	260	840	125	-	-
Bogue	500	260	866	125	-	-
Lerch <i>et al.</i>	500	260	866	420	1166	850
Thorwaldson	-	-	-	1166	-	-
Chatharin	500	251	1340	420	1172	-
Adam	-	-	500	170	840	-
Newkirk	560	1360	300	-	-	-
Maekawa <i>et al.</i>	500	260	866	420	-	-
Schindler <i>et al.</i>	500	260	866	420	1186	850
KrauB <i>et al.</i>	500	250	1340	420	1150	840

A partir dos resultados obtidos com a equação [2.5], e fazendo as devidas transformações de unidades recorrendo à equação [2.2], é possível obter a máxima elevação de temperatura de um betão num ensaio adiabático (Breugel 2001a; Krauß *et al.* 2001b):

$$\Delta T_{ad,max} = C \frac{Q_{pot}}{\rho c} \quad [2.6]$$

A metodologia apresentada na equação [2.5] não contabiliza o efeito de aditivos, como cinzas volantes e escórias de alto forno, uma vez que o estudo da sua contribuição para o calor de hidratação se encontra num estado mais embrionário, logo sem generalidade suficiente. No entanto, existem actualmente alguns estudos publicados relativos a este assunto em Krauß *et al.* (2001b), Schindler e Folliard (2003) e Maekawa *et al.* (1999).

Conforme se pode observar na Tabela 2.2, a componente do cimento que gera maior calor de hidratação é o C₃A, seguida do C₃S. No entanto, como se constata na Figura 2.4, a contribuição daquela para a resistência final do betão é diminuta (Coutinho 2002). Assim, tendo em vista a minimização da fendilhação de origem térmica do betão nas primeiras idades, é desejável diminuir ao mínimo a parcela de C₃A[†].

[†] Com efeito, a existência de C₃A no cimento está apenas relacionada com questões de economia no processo de fabrico.

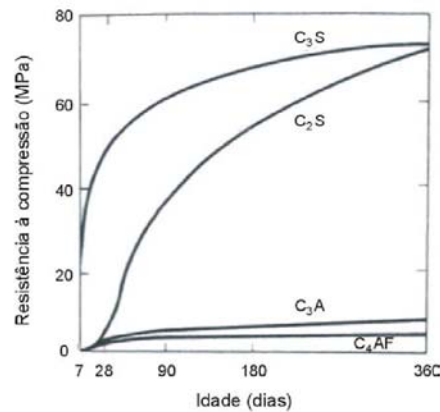


Figura 2.4 – Desenvolvimento da resistência nos compostos puros de cimento Portland (Coutinho 2002)

2.3.3 Aditivos para redução do calor de hidratação

Tendo como objectivo a redução do calor de hidratação de uma dada mistura, para além da actuação ao nível da composição do próprio cimento, nomeadamente através da redução do respectivo conteúdo em C_3A , é possível o recurso a aditivos. Para esse efeito os aditivos mais utilizados são as escórias de alto forno e as cinzas volantes, e menos vulgarmente a sílica de fumo.

Sendo o objectivo último da redução do calor de hidratação a minoração do risco de fissuração de origem térmica do betão nas primeiras idades, é necessário ter em linha de conta o facto de o cimento de baixo calor de hidratação ter um desenvolvimento mais lento das resistências mecânicas, o que pode induzir situações de maior risco de fendilhação do que no cimento não aditivado. Pelos motivos enunciados a adopção de técnicas de adição deverá ser acompanhada de simulações criteriosas da sua adequabilidade (Springenschmid e Breitenbucher 1998).

2.3.3.1 Cimento com escórias

Nos cimentos com escórias há substituição de uma parte do cimento Portland por aquele tipo de aditivos. A percentagem de substituição pode atingir 35% em cimentos CEM II, e 95% em cimentos CEM III (Breugel 2001a; Coutinho 2002).

A escória de alto forno tem propriedades hidráulicas latentes, isto é, permite a formação de silicatos e aluminatos hidratados, funcionando como um verdadeiro

cimento. A diferença relativamente ao cimento Portland reside no facto de as reacções serem mais lentas, e libertarem menor quantidade de calor. O hidróxido de cálcio libertado na hidratação do cimento Portland (cujos mecanismos não são alterados pela presença de escórias) funciona como um activador das reacções de hidratação das escórias, condicionando a respectiva reactividade. A escória diminui o pico de temperatura associado à hidratação do cimento, e retarda o instante em que é atingido (Alshamsi 1997).

Recentemente têm surgido diversos trabalhos no sentido de quantificar a influência da inclusão de escórias no cimento, quer no que diz respeito ao calor de hidratação total libertado, quer à forma como evolui a correspondente libertação (De Schutter 1999; Maekawa *et al.* 1999; Schindler e Folliard 2003). Os valores sugeridos para o calor de hidratação libertado pela escória apresentam alguma disparidade, provavelmente devido à proveniência dos materiais ensaiados.

2.3.3.2 Cimento com cinzas

As cinzas geralmente adicionadas ao cimento são materiais pozolânicos, isto é, não endurecem por si só quando misturadas com a água, mas quando finamente moídas e na presença desta reagem à temperatura ambiente com o hidróxido de cálcio dissolvido (resultante das reacções de hidratação do cimento), com formação de compostos de silicato e aluminato de cálcio semelhantes aos que se formam no endurecimento de materiais hidráulicos (Coutinho 2002).

Os dois tipos de cinza de utilização mais vulgarizada são as vulcânicas e as volantes. As cinzas vulcânicas provêm de magmas ricos em sílica que solidificaram rapidamente durante uma erupção, e que ficaram no estado amorfo ou cripto-cristalino. As cinzas volantes são subprodutos industriais obtidos por captação das poeiras dos gases de combustão das fornalhas alimentadas com carvão pulverizado.

Tal como as escórias, as cinzas volantes são utilizadas como substitutos parciais do cimento com efeitos redutores sobre o desenvolvimento do calor de hidratação, dando origem a cimentos de baixo calor de hidratação. No entanto, uma vez que o consumo de Ca(OH)_2 por unidade de peso por parte das cinzas é bastante superior ao que se verifica com as escórias, as percentagens de substituição de cimento por cinzas são inferiores às adoptadas no caso de utilização de escórias (Maekawa *et al.* 1999).

2.3.3.3 Cimento com sílica de fumo

A sílica de fumo é um subproduto da preparação do metal silício ou de ligas de silício em fornos eléctricos de arco, onde o quartzo é reduzido pelo carvão a temperaturas elevadas (cerca de 2000°C). A sílica de fumo funciona como redutor do calor de hidratação, na medida em que permite a redução do conteúdo em cimento para que seja atingida uma determinada resistência. Esta adição acelera ligeiramente a reacção, atingindo-se mais cedo o pico de temperatura, embora com valores deste inferiores (Alshamsi 1997).

Os principais benefícios da utilização da sílica de fumo colhem-se noutros campos que não o da redução do calor de hidratação: melhoria das resistências e aumento da durabilidade, devido ao seu efeito na redução da porosidade (Langan *et al.* 2002).

2.3.4 Necessidade de caracterização do cimento

Ao efectuar o ensaio calorimétrico de um dado cimento não se pode tomar como certo que tenham idênticas características todos os cimentos do mesmo tipo que se venham a produzir em dada cimenteira (com as mesmas matérias primas e processo de fabrico). Com efeito a formação do clínquer resulta de operações em que está envolvida a fusão parcial dos constituintes, o que significa que uma boa parte das matérias primas (cerca de 80%) se mantêm no estado sólido durante todo o processo de fabrico, mantendo a estrutura cristalográfica inicial. Assim, ao contrário do que sucede na fabricação de ferro fundido e outros materiais obtidos por fusão total, as propriedades finais do clínquer dependem fortemente da estrutura cristalográfica das matérias primas (Coutinho 1997). Por outro lado há uma série de factores relativos ao fabrico que podem induzir variabilidade na estrutura do clínquer: a história térmica no forno e o posterior arrefecimento, a dimensão e forma das partículas que compõem o cru, as variações acidentais na composição do cru, etc. Logo, mesmo com composições químicas idênticas os clínqueres podem ter diferentes características finais, segundo a natureza do material da pedreira de origem (que pode variar no seio da própria pedreira) e de incertezas várias decorrentes do processo de fabrico. Defende-se assim uma caracterização sistemática dos cimentos do ponto de vista do desenvolvimento do

respectivo calor de hidratação $Q(t)$, quer como garante da qualidade, quer com vista a possibilitar a previsão do comportamento térmico da mistura de betão a aplicar em obra.

2.4 Modelos microestruturais

A necessidade de explicar à escala macroscópica determinados fenómenos associados à hidratação do cimento – nomeadamente a geração de calor, as variações volumétricas e a permeabilidade –, cuja previsão não pode ser feita com recurso a modelos macroscópicos simples, justificou o aparecimento de diversas tentativas de modelação microestrutural dos processos de hidratação. Para conceber modelos deste tipo é necessário proceder à integração de conhecimentos de diversas áreas da ciência, nomeadamente da química, da física, da estereologia e da termodinâmica. Um dos maiores obstáculos a esta integração é a transferência de conhecimentos que é requerida de umas áreas para as outras, o que suscita grandes dificuldades nomeadamente no que diz respeito aos procedimentos e linguagens próprias de cada ramo da ciência. Os modelos microestruturais tentam fazer a ligação entre várias disciplinas individuais da ciência dos materiais e a engenharia estrutural.

Entre os modelos mais conhecidos podem ser mencionados o HYMOSTRUC da Universidade de Delft, o DuCOM da Universidade de Tóquio, e o CHEMY3D do National Institute of Standards and Technology dos Estados Unidos da América. A utilização destes modelos no âmbito do presente trabalho resume-se à caracterização do desenvolvimento temporal da temperatura gerada pela reacção de hidratação do cimento em condições adiabáticas. As curvas $T-t$ assim obtidas servirão como dados para as análises térmicas que são efectuadas a nível macroscópico, de forma a permitir estimar riscos de fendilhação de origem térmica durante as primeiras idades do betão. No entanto, e conforme já mencionado, sublinha-se o facto de o âmbito dos modelos microestruturais ultrapassar largamente a simples previsão do comportamento exotérmico das reacções de hidratação.

2.4.1 Modelo de van Breugel – HYMOSTRUC

2.4.1.1 Descrição geral do modelo

O modelo HYMOSTRUC foi desenvolvido na Universidade de Delft pelo Prof. Klaas van Breugel, no âmbito da sua Tese de Doutoramento (Breugel 1991). HYMOSTRUC é um acrónimo para “HYdration MORphology and STRUCtural development”. O modelo considera a hidratação e o desenvolvimento da microestrutura da pasta de cimento como fenómenos interrelacionados, tendo em conta vários aspectos, de entre os quais se podem destacar as composições química e mineralógica, a distribuição espacial e dimensional das partículas de cimento, a relação água-cimento e a temperatura. A modelação utilizada no HYMOSTRUC não tem em conta a contribuição de aditivos, limitando-se à análise de cimentos Portland.

Na realidade as partículas de cimento encontram-se distribuídas de forma aleatória na pasta de cimento. A simulação através de um modelo numérico de todas as partículas de cimento de uma dada amostra, com diversas interacções, torna-se computacionalmente demasiado complexa e morosa, pelo que o modelo contempla algumas simplificações, nomeadamente as seguintes (Breugel 1995):

- Os produtos de reacção formam-se na vizinhança do grão de cimento que lhes deu origem.
- No caso de cura isotérmica a densidade do produto de reacção (gel) é constante ao longo do processo de hidratação, e independente do local onde se formou. O efeito da cura sobre a rede porosa (capilar) e sobre a densidade é modelado de forma explícita.
- As partículas de cimento consideram-se esféricas, e a contracção e a expansão dão-se de forma concêntrica. A taxa de evolução das reacções é função da composição química do cimento.
- Partículas da mesma dimensão hidratam à mesma velocidade. Na realidade a velocidade da reacção de hidratação depende também da vizinhança da partícula. Por exemplo, uma partícula completamente rodeada por meio líquido terá velocidade de hidratação diferente de uma partícula da mesma dimensão

que se encontre na vizinhança de outra partícula maior. No entanto esta simplificação reduz drasticamente o esforço de cálculo.

- Os diversos constituintes do cimento hidratam a velocidades idênticas. Quando a reacção de hidratação passa a ser controlada pela difusão, as interacções físico-químicas entre os diversos compostos do cimento são tidas em conta.
- As partículas de cimento consideram-se uniformemente espaçadas, convencionando-se que a pasta é representada por uma célula, no centro da qual se encontra uma partícula de cimento denominada partícula central.
- O desenvolvimento de tensões internas associadas à formação da microestrutura da pasta não é considerado de forma explícita.

Na parte superior esquerda da Figura 2.5 pode-se observar o mecanismo de expansão concêntrica de uma partícula de cimento (partícula central). Na parte superior direita da mesma figura observa-se o mecanismo de encaixe de partículas de cimento de dimensões inferiores: a expansão dos produtos de hidratação da partícula central vai englobando as partículas de menores dimensões. O efeito deste encaixe funciona em dois sentidos: se por um lado causa um aumento no diâmetro da zona hidratada da partícula central (implicando maior volume aparente dos produtos de hidratação), por outro lado as partículas mergulhadas (que não se encontravam totalmente hidratadas) ficam parcialmente inibidas de prosseguir a hidratação, retirando água à camada de produtos de hidratação da partícula maior, o que resulta numa diminuição da velocidade de reacção desta última (Figura 2.6). As partículas de cimento não mergulhadas são denominadas partículas livres.

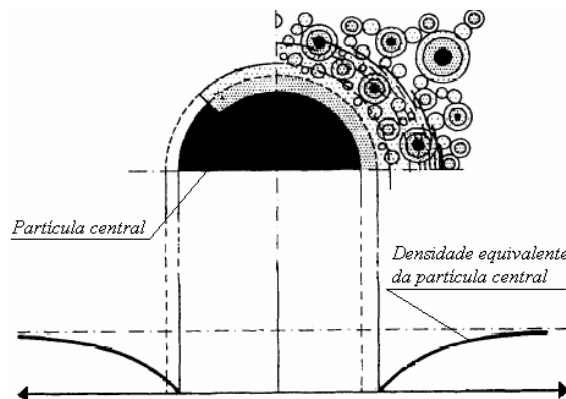


Figura 2.5 – Representação esquemática do modelo HYMOSTRUC (Breugel 1995)

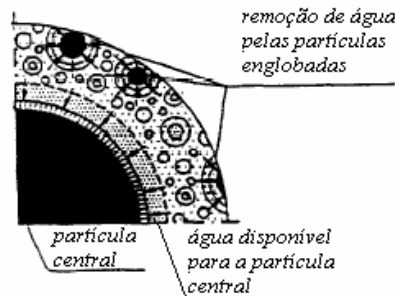


Figura 2.6 – Mecanismo de retirada de água aos produtos de hidratação da partícula central (Breugel 1995)

Para calcular a quantidade de partículas menores que serão potencialmente englobadas pelos produtos resultantes da hidratação da partícula principal, permitindo o cálculo das interações dos mecanismos de hidratação do cimento, recorre-se ao conceito da *densidade envolvente* da partícula central. Esta densidade pressupõe que as partículas envolventes se distribuem espacialmente de uma forma contínua (em oposição ao posicionamento discreto que elas realmente assumem), aumentando desde o valor nulo na vizinhança da partícula central até ao valor médio da pasta nos limites da célula, conforme se pode observar na parte inferior da Figura 2.5 (nesta figura estão representadas curvas que traduzem a evolução da densidade envolvente em torno da partícula central). Através do conceito de densidade envolvente da partícula central o mergulho das partículas menores nos produtos de hidratação da partícula central é reproduzido explicitamente pelo HYMOSTRUC.

A seguinte expressão analítica é utilizada no modelo para determinação do crescimento da frente de reacção duma partícula central $\Delta\delta_{j+1}$ no intervalo de tempo

$$\Delta t = t_{j+1} - t_j :$$

$$\frac{\Delta\delta_{j+1}}{\Delta t} = K_0 \Omega_1 \Omega_2 \Omega_3 F_1 \left[F_2 \left(\frac{\delta_{tr}}{\delta_j} \right)^{\beta_1} \right]^\lambda \quad [2.7]$$

em que

- K_0 - factor básico de velocidade de reacção
- Ω_i - parâmetros que descrevem os diversos efeitos da água sobre os mecanismos de hidratação

- F_i - parâmetros que descrevem a influência da temperatura sobre os processos de hidratação
- δ_{tr} - espessura limite de transição (define a espessura de produtos de reacção a partir da qual se iniciam as reacções controladas por difusão)
- δ_j - profundidade de penetração no instante t_j
- β_1 - constante de origem empírica, geralmente igual a 2

O modelo contempla duas fases principais de reacção: a fase de reacções de contacto (para a qual $\lambda=0$) e a fase de reacções controladas por difusão (em que $\lambda=1$). Os primeiros cinco factores do segundo membro da equação [2.7] estão activos durante ambas as fases, enquanto que o termo dentro de parêntesis recto só está operacional na fase de reacções controladas por difusão. Apresentam-se de seguida algumas considerações relativas às duas fases de reacção mencionadas, acompanhadas da descrição do significado concreto de cada um dos parâmetros da equação [2.7].

2.4.1.2 Fase de reacções por contacto

Assume-se nesta fase inicial que o processo de hidratação é dominado por reacções de contacto, descrevendo-se diversos factores para quantificação da velocidade de reacção. O factor básico de velocidade de reacção K_0 pode ser obtido por via experimental (nomeadamente através de ensaios de hidratação), ou a partir de uma relação proposta por Breugel (1991) com base numa campanha de ensaios laboratoriais, correlacionando K_0 (em $\mu\text{m}/\text{m}$) com a percentagem em peso de C_3S no cimento:

$$K_0 = 0.02 + 6.6 \times 10^{-6} p_{\text{C}_3\text{S}}^2 \quad [2.8]$$

O factor Ω_1 diz respeito à hidratação das partículas menores, mergulhadas no interior de produtos de hidratação de partículas maiores. A continuidade do processo de hidratação das partículas menores vai implicar a retirada de água que de outra forma seria destinada à hidratação da partícula central, tendo como consequência a

desaceleração da reacção desta última. Para quantificação deste processo o valor de Ω_1 varia de 0.6 a 1.0.

O factor Ω_2 está relacionado com a distribuição da água na estrutura porosa da pasta. A água concentra-se nos poros de menores dimensões, enquanto que os poros maiores são gradualmente esvaziados. A ausência de água em determinadas zonas da rede porosa tem efeito desacelerador sobre as reacções de hidratação. Para quantificação deste efeito utiliza-se

$$\Omega_2 = \frac{\phi_{wat} - \phi_0}{\phi_{por} - \phi_0} \frac{\phi_{por}}{\phi_{wat}} \quad [2.9]$$

em que

- ϕ_{wat} - diâmetro máximo dos poros capilares completamente preenchidos por água (Å)
- ϕ_{por} - diâmetro máximo dos poros capilares da pasta (Å)
- ϕ_0 - diâmetro mínimo (característico) dos poros capilares (assume-se o valor de 20Å)

Os valores de ϕ_{wat} e ϕ_{por} provêm de resultados experimentais baseados em ensaios de intrusão de mercúrio sob pressão (porosímetro de mercúrio).

À medida que o processo de hidratação evolui a quantidade de água disponível para reacções subsequentes diminui. Para contabilização deste efeito é considerado o factor Ω_3 . A formulação deste factor é bastante intuitiva, envolvendo como únicos parâmetros o grau de hidratação[†] α e a relação água/cimento w/c :

$$\Omega_3 = \frac{w/c - 0.4 \alpha}{w/c} \quad [2.10]$$

O efeito da temperatura sobre o processo de hidratação é tido em conta através de F_1 , seguindo uma Lei de Arrhenius:

$$F_1 = A e^{-\frac{E_a}{RT}} \quad [2.11]$$

[†] Para um dado instante t , o grau de hidratação α é definido como o quociente entre a quantidade de cimento que já reagiu nesse instante e a quantidade total de cimento disponível no início da reacção de hidratação ($t=0$).

em que A é uma constante, E_a é a energia de activação e R é a constante universal dos gases perfeitos.

2.4.1.3 Fase de reacções por difusão

A partir do instante em que a espessura dos produtos de hidratação ultrapassa o limite denominado por espessura de transição δ_{tr} , as reacções de hidratação passam a ser controladas por difusão e o parâmetro λ passa de 0 a 1, activando a parte da equação [2.7] relativa a esta fase. O parâmetro F_2 permite ter em conta a influência da temperatura sobre a velocidade de reacção, através do efeito de densificação dos produtos de reacção para temperaturas inferiores à de referência (20°C):

$$F_2 = \left(\frac{\nu(\bar{T})}{\nu_{20}} \right)^{\beta_2} \quad [2.12]$$

$$\bar{T} = \frac{1}{\alpha} \int_0^\alpha T(\alpha) d\alpha \quad [2.13]$$

Na expressão [2.12] ν_{20} representa a densidade dos produtos de reacção para uma cura isotérmica à temperatura de 20°C, enquanto β_2 é uma constante de origem empírica com valor 2 (a expressão [2.12] traduz o facto de a difusão dos iões ser mais difícil em pastas densas, formadas a temperaturas mais baixas, do que em pastas menos densas.). $\nu(\bar{T})$ corresponde à densidade dos produtos de hidratação para a temperatura ponderada $\bar{T}$, definida na equação [2.13] e expressando o historial de temperaturas da mistura durante o processo de hidratação.

O valor da espessura de transição δ_{tr} oscila usualmente entre 2 a 6µm, dependendo da temperatura de forma análoga à expressa em [2.12].

2.4.1.4 Previsão do comportamento de uma pasta num ensaio adiabático

Os resultados obtidos com o HYMOSTRUC permitem estabelecer a curva adiabática $T-t$ de uma dada mistura de betão a partir de uma expressão bastante semelhante à equação [2.6], baseada na premissa de que o valor do calor de hidratação libertado varia de forma linear com o grau de hidratação, isto é,

$$\Delta T_{ad,j} = C \frac{\alpha_j Q_{pot}}{\rho c} \quad [2.14]$$

em que $\Delta T_{ad,j}$ é a elevação adiabática de temperatura no instante t_j , α_j é o grau de hidratação correspondente, e Q_{pot} é obtido a partir de [2.5].

2.4.1.5 Considerações acerca do modelo

Foi assumido por parte do autor do HYMOSTRUC que o modelo se centraria mais nos aspectos estereológicos da hidratação e do desenvolvimento microestrutural do que nos aspectos químicos, campo no qual é reconhecida a necessidade de introduzir melhoramentos. Na realidade a influência da composição química do cimento só é tida em conta no coeficiente K_0 (função do conteúdo em C_3S) e na definição da espessura de transição δ_{tr} (em relação ao conteúdo em C_2S). Nada do exposto na secção 2.4.1 se referiu explicitamente à influência dos outros componentes do cimento Portland, nem à interacção das várias reacções químicas que competem entre si durante a hidratação do cimento. Os restantes componentes principais do cimento (C_3A e C_4AF) só são tidos em conta na previsão do calor máximo das reacções de hidratação através da equação [2.5], que não faz parte do HYMOSTRUC propriamente dito.

2.4.2 Modelo de Maekawa *et al.* - DuCOM

2.4.2.1 Descrição geral do modelo

No modelo DuCOM, desenvolvido pelo Professor Maekawa e colaboradores da Universidade de Tóquio, Japão, as diversas reacções químicas envolvidas na hidratação do cimento são consideradas interdependentes por vários motivos, entre os quais se encontra a competição entre reagentes, e o facto de algumas reacções só se iniciarem após a finalização de outras cujos produtos de reacção funcionam como reagentes para as reacções subsequentes.

Assim, a inovação principal do modelo DuCOM é a análise multicomponente, segundo a qual o calor de hidratação de cada componente do cimento é modelado separadamente, mas com intervenção de parâmetros que têm em conta a interdependência das várias reacções e a disponibilidade de água para estas últimas. A função que expressa a libertação de calor global por parte do cimento é posteriormente obtida a partir da soma proporcionada da contribuição das diversas componentes (Kishi e Maekawa 1995; Maekawa *et al.* 1999).

O modelo faz a abordagem integrada do desenvolvimento da microestrutura, da hidratação e do transporte de água através de um processo analítico relativamente simples, que permite a respectiva incorporação em códigos computacionais destinados à análise macroscópica de estruturas reais. Por outras palavras, com este modelo pretende-se que os cálculos simplificados que dizem respeito à microestrutura sejam realizados simultaneamente com a análise da macroestrutura, e sejam por esta influenciados. Esta concepção traduz uma filosofia de modelo consideravelmente diferente da exposta na secção 2.4.1 (HYMOSTRUC) e da que se descreverá no parágrafo 2.4.3 (CHEMY3D).

O âmbito do modelo DuCOM ultrapassa largamente a questão da previsão da libertação de calor por parte do cimento no processo de hidratação, abordando igualmente fenómenos como a retracção autógena e o desenvolvimento das resistências mecânicas, questões relacionadas com a problemática da durabilidade (transporte de agentes exteriores agressivos na rede porosa do betão), etc. Nesta dissertação serão apenas descritos os aspectos mais directamente relacionados com a libertação de calor durante a reacção de hidratação.

2.4.2.2 Abordagem multicomponente

Os compostos químicos considerados no modelo DuCOM são o C_3A , o C_3S , o C_2S , o C_4AF e o gesso. Aditivos como as escórias ou as cinzas volantes são considerados como pseudo-componentes do clínquer. A taxa de geração de calor H_C do cimento (aditivado ou não) pode ser definida como (Maekawa *et al.* 1999):

$$H_C = p_{C_3S} H_{C_3S} + p_{C_2S} H_{C_2S} + p_{SG} H_{SG} + p_{FA} H_{FA} + p_{C_3A} (H_{C_3AET} + H_{C_3A}) + p_{C_4AF} (H_{C_4AFET} + H_{C_4AF}) \quad [2.15]$$

em que H_i é a taxa de geração de calor do componente i , e p_i é a proporção em massa deste componente, tal que $\sum_i p_i = 1$. As taxas H_{C_3AET} e H_{C_4AFET} estão relacionadas com a reacção de C₃A e C₄AF com o gesso, com produção de etringite.

Uma vez que as reacções químicas da hidratação são descritas neste modelo de forma individual, é necessário o recurso a coeficientes que traduzam a dependência entre as várias reacções envolvidas. São tidas em conta as seguintes interacções principais: (i) o consumo da água livre que é partilhada por todos os componentes, (ii) a desaceleração das reacções de hidratação do cimento e escórias devida à presença de cinzas volantes e outras adições, e (iii) a dependência dos materiais pozolânicos em relação ao hidróxido de cálcio disponível.

Em termos genéricos a taxa de geração de calor H_i em cada instante baseia-se numa lei de Arrhenius, e é dada por:

$$H_i = \min(\gamma, \beta_i, \lambda, \mu) s_i \bar{H}_i(T_0, Q_i) e^{-\frac{E_i(Q_i)}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad [2.16]$$

$$Q_i = \int H_i dt \quad [2.17]$$

em que

- E_i - energia de activação da componente i
- Q_i - calor libertado acumulado até ao início do intervalo de tempo em estudo
- $\bar{H}_i(T_0, Q_i)$ - taxa de geração de calor de referência para a componente i à temperatura T_0 (293K neste modelo) e para o calor libertado Q_i ;
- β_i - representa a redução de probabilidade de contacto entre os componentes não hidratados e a água livre (escassez de água),
- μ - representa o efeito da proporção entre C₃A e C₃S no cimento (que influencia as interacções entre as respectivas reacções de hidratação)
- λ - parâmetro relacionado com a desaceleração das reacções pozolânicas devida à escassez de hidróxido de cálcio na mistura

- s_i - finura relativa da componente i expressa em função do valor do índice de Blaine
- γ - coeficiente que traduz o efeito de desaceleração das reacções de hidratação do cimento e escórias causada pelas cinzas volantes e eventuais adições orgânicas

As taxas de geração de calor de referência $\bar{H}_i$ (à temperatura de 293K) para os diversos componentes (incluindo reacções intermédias de formação de etringite) são estabelecidas a partir dos gráficos indicados na Figura 2.7. As curvas representadas têm em abcissas o calor acumulado e em ordenadas a taxa de geração de calor. Assim, em cada instante, e a partir do conhecimento do calor acumulado da reacção de um componente, é possível determinar a sua velocidade de reacção nesse instante à temperatura de referência. Estas curvas de referência foram obtidas a partir da comparação de resultados de ensaios adiabáticos com os decorrentes da aplicação do modelo DuCOM. Conforme se pode observar na Figura 2.7, são separadas três fases distintas na hidratação do cimento (tal como referido em 2.2.3), e estabelecem-se limites em termos de percentagem do calor total de hidratação libertado, ou seja: a fase 1 está compreendida entre 0 e 3%, a fase 2 está compreendida entre 3 e 20-30% e a fase 3 diz respeito ao intervalo restante.

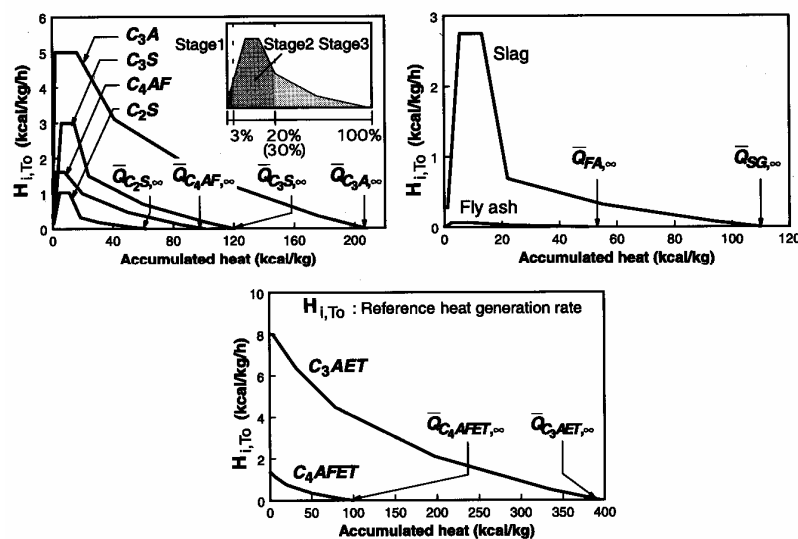


Figura 2.7 – Taxas de referência de geração de calor (Maekawa *et al.* 1999)

A energia de activação é dada, para cada componente, de forma análoga à anteriormente referida para a taxa de referência de geração de calor, sendo representada graficamente na Figura 2.8 (nesta figura a Actividade Térmica corresponde a $-E_i/R$).

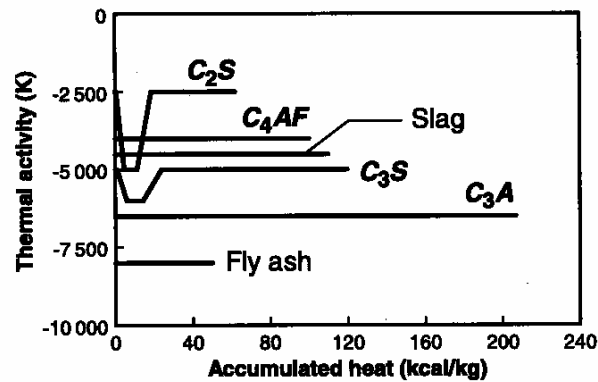


Figura 2.8 – Actividade térmica ($-E_i/R$) dos vários componentes do cimento e aditivos (Maekawa *et al.* 1999)

Para se obterem os valores de γ e λ Maekawa propõe um modelo empírico, que não será aqui apresentado uma vez que a respectiva aplicação aos materiais utilizados em Portugal teria que ser precedida de adaptações fundamentadas (dada a grande variabilidade química que se verifica nos aditivos caracterizados por estes parâmetros), e ainda pelo facto de não ser essencial para a compreensão do funcionamento global do DuCOM.

No que diz respeito ao coeficiente β_i , que tem em conta os efeitos da escassez de água livre (que é importante quer como reagente, quer como garantia de espaços vazios para precipitação dos compostos hidratados), assume-se a seguinte relação baseada em dados experimentais:

$$\beta_i = 1 - e^{\left(-5 \left(\frac{w_{free}}{100 \eta_i}\right) s_i^{0.5}\right)^{2.4}} \quad [2.18]$$

em que

- w_{free} - percentagem de água livre (em peso)
- η_i - espessura fictícia da camada de produtos hidratados em torno das partículas anidras (calculada adimensionalmente com base no grau de hidratação do componente em questão)

Da análise da equação [2.18] depreende-se o efeito desacelerador provocado pela diminuição da quantidade de água disponível na mistura.

O coeficiente μ traduz a interacção dos componentes C_3S e C_2S , a mais importante entre componentes do clínquer segundo Maekawa. De acordo com resultados experimentais foi adoptada uma função que é redutora quando o quociente entre as percentagens em peso de C_3S e C_2S diminui. Com efeito os cimentos de baixo calor de hidratação são ricos em C_2S , e os cimentos de presa rápida são ricos em C_3S , confirmando a tendência referida na fórmula utilizada:

$$\mu = 1.4 \left(1 - e^{-0.48 \left(\frac{p_{C_3S}}{p_{C_2S}} \right)^{1.4}} \right) + 0.1 \quad [2.19]$$

O efeito da finura do cimento e das adições é tido em conta através do coeficiente s_i que traduz a relação entre o índice de Blaine do cimento/adição e o índice Blaine de referência com o qual foi feita a calibração do modelo (3380 cm²/g para o cimento; 4330 cm²/g para as escórias e 3280 cm²/g para as cinzas volantes). Logicamente, maiores valores do índice de Blaine corresponderão a maior facilidade de reacção, logo maior geração de calor.

Conforme já foi referido, o modelo contém bastantes mais especificidades do que as referidas, mas o exposto é suficiente para a compreensão do seu funcionamento no que é relevante para a presente dissertação. No que diz respeito à simulação do comportamento duma mistura num ensaio adiabático, para obtenção da curva $T-t$ o procedimento a adoptar é bastante semelhante ao indicado no modelo HYMOSTRUC, isto é:

$$\Delta T_{ad,j} = C \frac{\int H_c(j)}{\rho c} \quad [2.20]$$

2.4.2.3 Implementação no âmbito da presente dissertação

No contexto do presente trabalho, e com vista à definição das curvas adiabáticas requeridas para as análises dos Capítulos 3, 4 e 5, procedeu-se à implementação do algoritmo do modelo DuCOM. Desta forma construiu-se uma ferramenta que além da referida finalidade permite a interpretação e análise crítica dos efeitos decorrentes da modificação da composição do cimento. Foi utilizada a linguagem de programação

Visual Basic for Applications em *Excel*, permitindo cálculos relativamente rápidos de previsão do comportamento de amostras de betão em ensaios adiabáticos.

Para validação da implementação efectuada procedeu-se à comparação dos respectivos resultados com os obtidos para uma mistura analisada com o HYMOSTRUC, relativamente à qual se conhecia igualmente o comportamento experimental obtido por calorimetria adiabática (Cark e Breugel 2001). As características e composição do betão em análise são as seguintes:

- C3S 57.92% (em peso)
- C2S 18.13% (em peso)
- C3A 4.92% (em peso)
- C4AF 10.46% (em peso)
- Blaine 398 m²/kg
- Densidade do cimento 3150 kg/m³
- Relação água/cimento 0.40
- Quantidade de cimento 368.1 kg/m³
- Quantidade de agregado grosso 955.3 kg/m³
- Quantidade de agregado fino 914.3 kg/m³
- Calor específico do agregado 695 J/kg °C
- Calor específico do cimento 451 J/kg °C

Por aplicação do modelo implementado na presente dissertação resultou a evolução adiabática de temperatura representada na Figura 2.9, cuja curva é comparada com a obtida através do HYMOSTRUC. Tendo em conta que se trata de modelos com pressupostos bastante diferentes, considera-se que existe uma boa coerência quer a nível das formas, quer a nível das ordenadas máximas das curvas em questão.

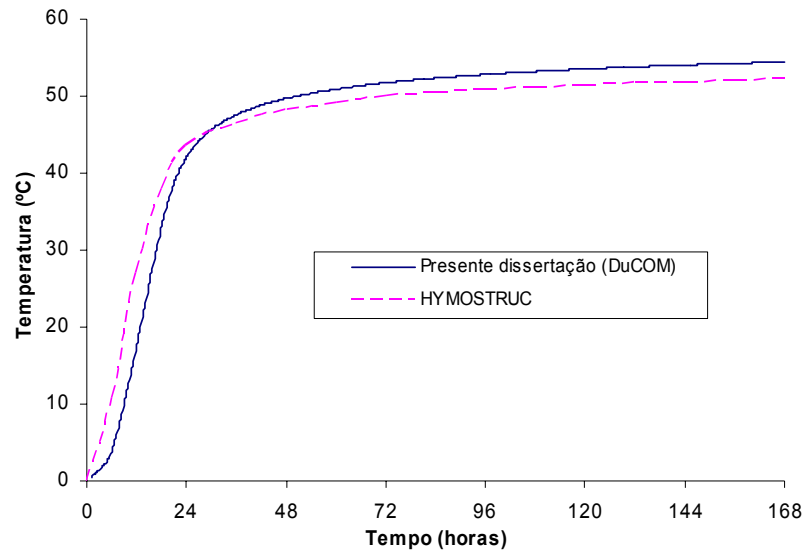


Figura 2.9 – Evolução de temperatura num ensaio adiabático

É igualmente interessante realçar que ambos os modelos se ajustaram bem aos resultados experimentais descritos para o mesmo betão em Cark e Breugel (2001) (ver Figura 2.10).

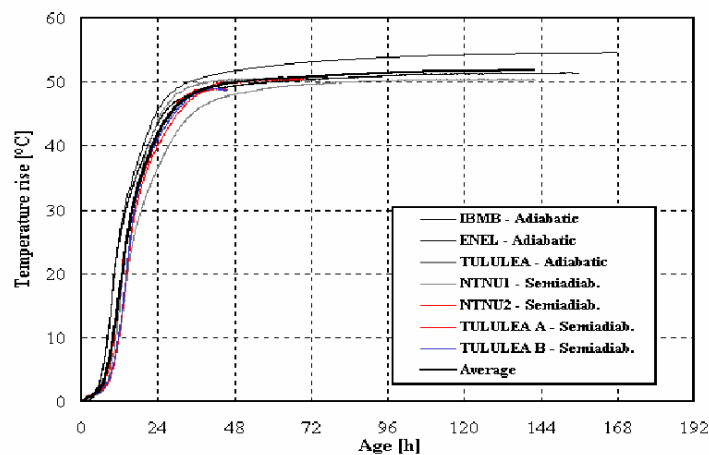


Figura 2.10 – Curvas adiabáticas obtidas a partir de testes adiabáticos e semi-adiabáticos (Cark e Breugel 2001)

Apresentam-se também gráficos relativos a outras informações que se obtêm por aplicação do modelo DuCOM: a evolução da quantidade da água livre com o tempo (Figura 2.11), e o calor de hidratação relativo libertado por cada componente do cimento (Figura 2.12). Observa-se maior consumo de água quando as taxas de reacção são mais elevadas; a rarefacção de água conduz à desaceleração das reacções. Na Figura

2.12 observa-se ainda que as reacções de hidratação propriamente ditas só se iniciam após o fim das reacções de formação de etringite.

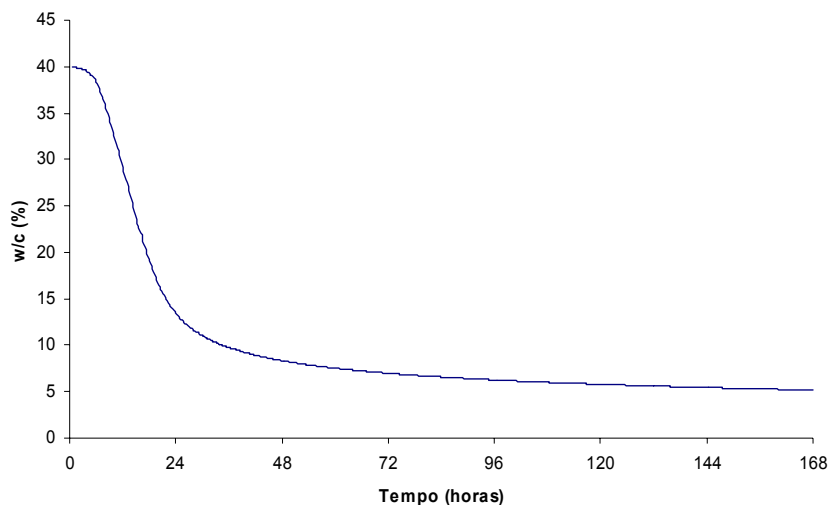


Figura 2.11 – Evolução da quantidade de água livre na mistura (DuCOM)

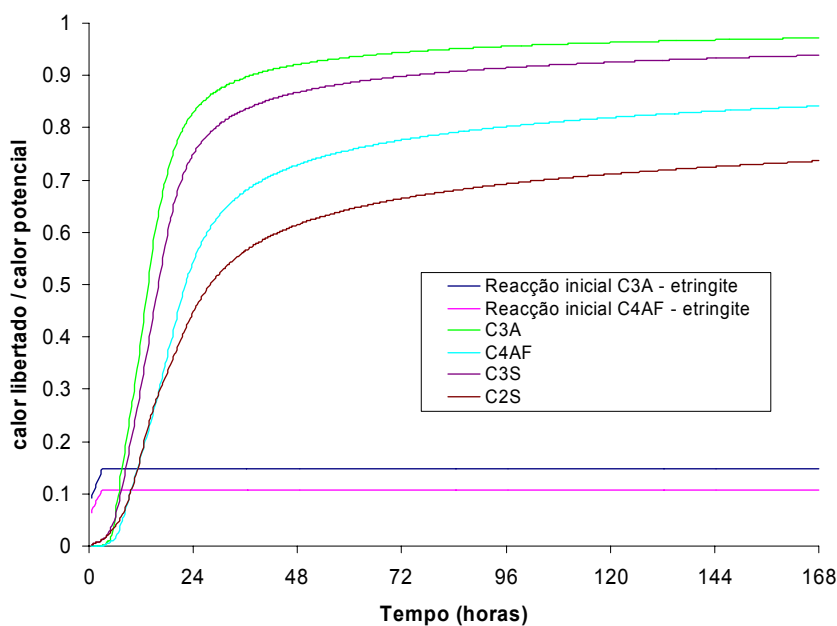


Figura 2.12 – Evolução do calor libertado por cada componente (DuCOM)

O modelo de Maekawa traduz uma abordagem interessante no que diz respeito à modelação da microestrutura, revelando preocupações mais marcadas no campo da química do que no campo da estereologia. A inclusão do efeito de aditivos é uma particularidade interessante do modelo DuCOM.

2.4.3 Modelo de Bentz – CHEMY3D

2.4.3.1 Descrição geral do modelo

O modelo microestrutural de hidratação do cimento desenvolvido por Bentz é denominado de CHEMY3D, e dá relevo aos fenómenos de percolação na formação da microestrutura do cimento hidratado (Bentz 1997).

Inicia-se o processo (representado na Figura 2.13) com a obtenção de imagens do cimento que se pretende estudar através de microscópio electrónico. Com vista a caracterizar as imagens obtidas (que contemplam as diversas partículas elementares: C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF , gesso, etc.) são aplicados algoritmos de extrapolação gráfica, que permitem a geração de uma estrutura tridimensional do cimento. Posteriormente aplica-se um conjunto de critérios de evolução a cada ponto da estrutura tridimensional idealizada, tendo em conta as proporções volumétricas e estequiométricas das reacções químicas que envolvem os componentes do cimento. Este conjunto de critérios é aplicado sequencialmente, permitindo a observação das diversas etapas de hidratação. O modelo permite a simulação da retracção química e a previsão do calor de hidratação gerado.

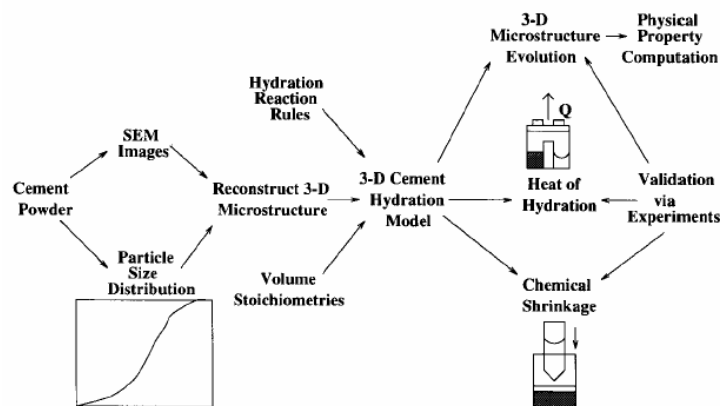


Figura 2.13 – Diagrama representativo do fluxo de actividades de caracterização com recurso ao CHEMY3D (Bentz 1995)

2.4.3.2 Obtenção da microestrutura tridimensional

Utilizando técnicas de combinação de imagens de microscopia electrónica de varrimento (MEV) e de raios X (RX) é possível caracterizar o cimento através de representações bidimensionais (2D), que são digitalizadas, diferenciando-se os diversos componentes. A diferenciação referida baseia-se no facto de o fluxo de electrões reflectidos a partir do raio incidente na MEV ser proporcional ao número atómico médio do objecto atingido. Como alguns componentes não são inequivocamente diferenciados pela MEV, recorre-se ao cruzamento das imagens obtidas por esta técnica com imagens provenientes de raios X (que fornecem informação de carácter químico adicional), eliminando-se as ambiguidades. Na imagem digitalizada da Figura 2.14, em que a informação relativa aos componentes se encontra reproduzida numa matriz de pontos coloridos (os pixels), é possível individualizar o C_3S a vermelho, o C_2S a azul claro, o C_3A a verde, o C_4AF a laranja e o gesso a verde pálido.

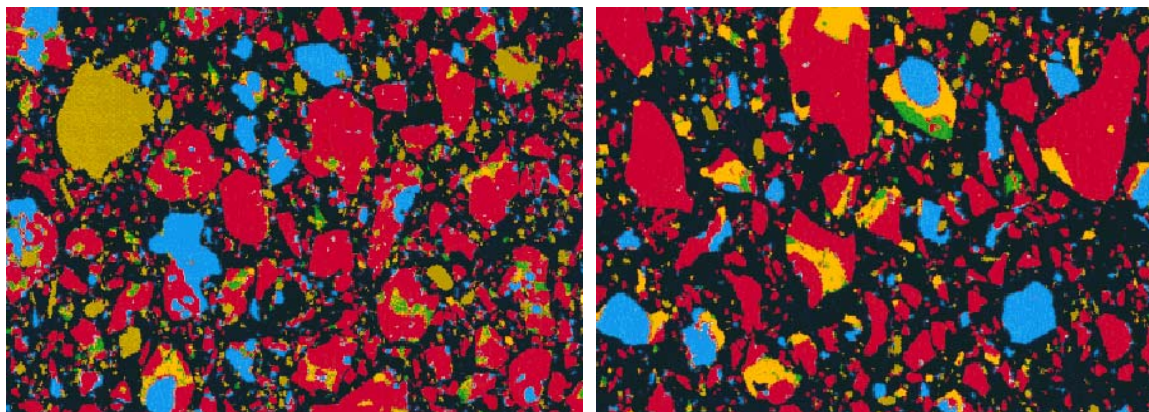


Figura 2.14 – Digitalização de imagens de dois cimentos distintos obtidas por microscopia (Bentz 1997)

Para modelação dos fenómenos de percolação, transporte e ligação interpartículas é indispensável a consideração da terceira dimensão. Na ausência de técnicas de observação que permitam a obtenção directa da microestrutura 3D do cimento, recorre-se a algoritmos matemáticos e de computação gráfica para geração de uma estrutura 3D estimada, mas verosímil. As técnicas empregues para este fim utilizam critérios de compatibilidade entre as grandezas medidas e o modelo gerado, baseadas na distribuição granulométrica dos componentes do cimento, nas respectivas proporções em volume e na razão superfície/volume (ou perímetro/área) dos mesmos. As duas

últimas características são inferidas a partir das imagens bidimensionais mencionadas anteriormente (MEV e RX). A distribuição granulométrica do cimento em estudo é obtida por técnicas baseadas em raios X com uma discretização de $2\mu\text{m}$. Como resultado obtém-se uma representação 3D da microestrutura do cimento como a exibida na Figura 2.15.

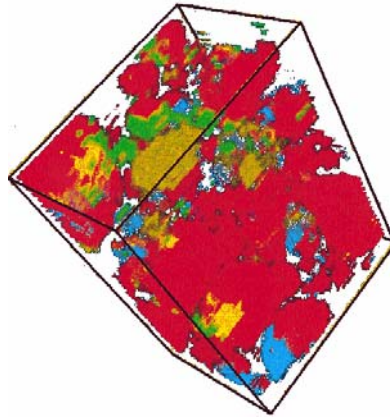


Figura 2.15 – Reconstituição 3D da microestrutura do cimento (Bentz 1997)

2.4.3.3 Conceitos gerais de automação celular

No modelo CHEMY3D recorre-se ao conceito de automação celular, que é aplicado de forma sistemática na previsão dos mecanismos de hidratação do cimento. A automação celular consiste na implementação de algoritmos computacionais discretos no espaço e no tempo, operando de forma incremental (discretização temporal) sobre uma grelha de posições (discretização espacial, que poderá ser uma matriz 1D, 2D ou 3D; no CHEMY3D a grelha é tridimensional) (Bentz *et al.* 1994). Cada posição da grelha (pixel) corresponde a um volume de cerca de $1\mu\text{m}^3$, podendo corresponder a C_3A , C_3S , C_2S , C_4AF , etc. Além de ser definido o tipo de ocupação da grelha, para cada constituinte é definido o seu estado (sólido/dissolvido), bem como outras propriedades, conforme será descrito mais adiante. A grelha com que são iniciados os cálculos corresponde a representações da microestrutura do cimento semelhantes à documentada na Figura 2.15. A partir da grelha inicial e do conhecimento dos dados relativos a todas as suas posições, é iniciado um processo incremental por aplicação de um conjunto de regras que operam sobre todas as posições da grelha. Como resultado da aplicação das

referidas regras, o estado de cada posição da grelha pode ser alterado a vários níveis (por exemplo, uma posição ocupada pode passar a vazia por movimento da partícula que a ocupava e vice-versa; ou uma partícula sólida na proximidade da fronteira com a rede porosa pode passar a dissolvida e vice-versa).

A automação celular permite a produção de comportamentos bastante complexos a partir de regras bastante simples. É possível reproduzir uma série de fenómenos periódicos ou caóticos com padrões complexos no domínio do tempo e do espaço. Existem hoje em dia diversos modelos de automação celular para previsão de comportamentos de difusão em meios porosos em que são envolvidas reacções entre os componentes, permitindo a extrapolação para o mecanismo de hidratação do cimento.

2.4.3.4 Modelo de hidratação

A partir do conjunto de reacções químicas associadas à hidratação do cimento, foi criado um conjunto de regras de automação celular que operam sobre a representação 3D do cimento descrita anteriormente. Estas regras aplicam-se aos processos de dissolução, difusão dos materiais dissolvidos e reacções entre partículas dissolvidas e/ou sólidas (Bentz 1995).

No início de cada incremento é feita a verificação de quais os pixels da imagem que se encontram em contacto com os espaços vazios (poros). Todos os pixels sólidos que estiverem em contacto directo com um ou mais espaços vazios são considerados elegíveis para dissolução. Para além disso definem-se dois parâmetros de dissolução: o marcador de solubilidade e a probabilidade de dissolução. O marcador de solubilidade permite indicar se num dado instante do processo de hidratação o componente caracterizado é ou não solúvel (por exemplo: inicialmente a etringite não é solúvel, tornando-se solúvel durante a hidratação). A probabilidade de dissolução permite traduzir o efeito real de que há componentes que são mais solúveis que outros; portanto, o facto de uma partícula ser elegível para dissolução não é condição suficiente para ser dissolvida.

Na segunda fase do incremento as partículas identificadas como elegíveis para dissolução na primeira fase são movimentadas de um pixel numa direcção aleatória. Se a direcção escolhida conduzir a uma movimentação para um espaço da rede porosa a partícula é considerada solúvel, e mediante algoritmos ligados à probabilidade de

dissolução é permitida ou proibida a dissolução da partícula no incremento em questão. A partícula em difusão[†] não representa um íon individual, antes corresponde a um conjunto de íons que ocupam o volume equivalente a um pixel (cerca de $1\mu\text{m}^3$ no caso do modelo em questão). Se a dissolução não for permitida a partícula mantém-se no estado sólido, podendo vir a ser dissolvida num incremento posterior.

Nos incrementos subsequentes as partículas dissolvidas seguem percursos de acordo com um algoritmo de difusão até que reajam de acordo com as regras de automação indicadas esquematicamente na Figura 2.16. Nesta figura os asteriscos indicam que a partícula em questão está dissolvida e as abreviaturas têm os seguintes significados:

- ETTR - etringite;
- MONO – monossulfato;
- POZZ - materiais pozolânicos;
- Gyp - gesso;
- col – colisão
- nuc – nucleação (agregação)
- dis. – dissolução

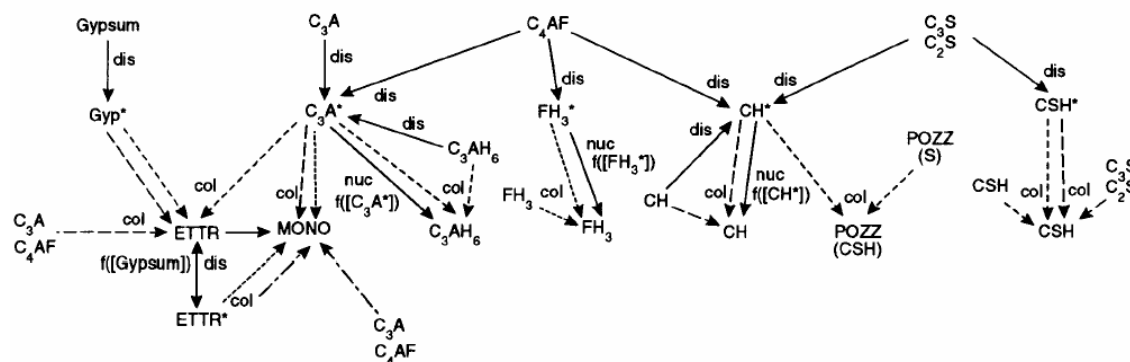


Figura 2.16 – Representação esquemática das regras do algoritmo de automação celular do CHEMY3D (Bentz *et al.* 1994)

Resumem-se em seguida algumas das regras aplicadas no algoritmo de automação celular do CHEMY3D:

[†] A difusão resulta da transferência de massa por movimento aleatório de moléculas livres ou íons, resultando num fluxo de uma região de maior concentração para uma região de menor concentração da substância difusora.

- CSH dissolvido*: Quando uma partícula de silicato de cálcio hidratado dissolvida (CSH) colide com C_3S , C_2S ou CSH no estado sólido é convertida em CSH sólido com probabilidade de nucleação unitária (a nucleação é o processo inverso à dissolução).
- CH dissolvido*: Em cada incremento de difusão é gerado um número aleatório para determinação da probabilidade de nucleação de um novo cristal de CH na mesma posição do original dissolvido. Se a probabilidade exceder um limite mínimo dá-se a nucleação. Se o CH dissolvido colidir com CH sólido será convertido em CH sólido com probabilidade de nucleação unitária.
- FH₃ dissolvido*: O FH_3 é um produto de reacção da hidratação do C_4AF . Em cada incremento de difusão é gerado um número aleatório para determinação da probabilidade de nucleação de um novo cristal de FH_3 na mesma posição do original dissolvido. Se a probabilidade exceder um limite mínimo dá-se a nucleação. Se o FH_3 dissolvido colidir com FH_3 sólido será convertido em FH_3 sólido com probabilidade de nucleação unitária.
- Gesso dissolvido*: Se o gesso dissolvido colidir com CSH sólido, poderá ser absorvido, desde que o gesso previamente absorvido seja inferior a uma proporção fixa no modelo. A colisão de gesso dissolvido com C_3A (sólido ou dissolvido) dá origem a etringite. A colisão do gesso dissolvido com C_4AF dá origem a etringite, CH e FH_3 .
- Etringite dissolvida*: Se a etringite colidir com C_3A (sólido ou dissolvido) forma-se monossulfoaluminato. A colisão da etringite dissolvida com C_4AF origina monossulfoaluminato, CH e FH_3 . Na colisão da etringite dissolvida com etringite sólida há probabilidade de reconversão da etringite dissolvida para o estado sólido (evitando propagação excessiva de etringite dissolvida).
- C₃A dissolvido*: A colisão de C_3A dissolvido com C_3AH_6 pode gerar C_3AH_6 sólido. Se o C_3A dissolvido colidir com gesso dissolvido gera etringite. Se a colisão se der com etringite (sólida ou dissolvida) forma-se monossulfoaluminato.

Em modelos mais recentes do CHEMY3D têm vindo a ser implementadas regras relativas às reacções pozolânicas, mas ainda sem generalidade dado o reduzido número de resultados experimentais comparativos (Bentz *et al.* 1997).

Em geral permite-se o crescimento dos produtos de hidratação de forma aleatória, excepto no caso da etringite em que o algoritmo força a formação de estruturas em agulha, conforme se pode observar na Figura 2.17, em que a etringite sólida é representada a laranja, o C_3S a roxo, o C_3A a rosa, o gesso dissolvido a verde e a etringite dissolvida a azul.

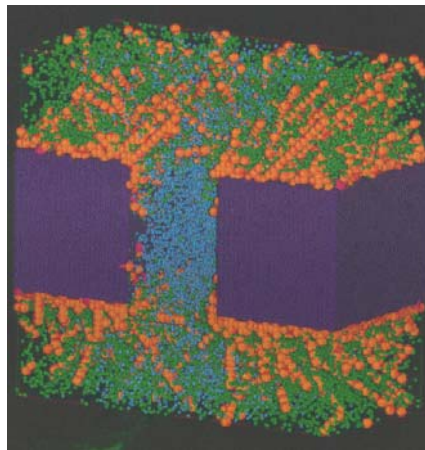


Figura 2.17 – Modelo 3D do cimento no início da hidratação – formação de agulhas de etringite (Bentz *et al.* 1994)

A transposição dos ciclos incrementais do modelo CHEMY3D para o domínio do tempo pode ser feita através da expressão

$$t = t_0 + \beta_B n^2 \quad [2.21]$$

em que:

- t_0 - período de indução (h)
- β_B - constante de proporcionalidade (~ 0.0011)
- n - número de ciclos incrementais efectuados

No modelo de Bentz o efeito da temperatura sobre a velocidade de hidratação do cimento é tomado em consideração a nível global, corrigindo o tempo t definido em [2.21] (em cada ciclo incremental) de acordo com uma lei de Arrhenius (Bentz *et al.* 1997).

2.4.3.5 Previsão do comportamento da pasta num ensaio adiabático

A evolução do calor de hidratação, e da temperatura em condições adiabáticas pode ser obtida a partir do algoritmo de automação celular descrito anteriormente, uma vez que em cada incremento é conhecido o estado de evolução das reacções de hidratação de cada componente, bem como calor de hidratação gerado pelas reacções de hidratação das diversas componentes (ver Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Propriedades físicas de alguns componentes do cimento (Bentz 1997)

	densidade (Mg/m ³)	Volume molar (cm ³ /mol)	Calor de hidratação (J/g)
C ₃ S	3.21	71	517
C ₂ S	3.28	52	262
C ₃ A	3.03	89.1	1144
C ₄ AF	3.73	128	725

O calor específico da mistura pode ser actualizado à medida que evolui o processo de hidratação, tendo em conta as modificações globais da mistura, principalmente no que diz respeito à água que no estado livre tem um calor específico mais elevado do que quando se encontra quimicamente ligada (Bentz *et al.* 1997). A variação de temperatura entre dois instantes pode ser determinada de forma análoga à já descrita para outros modelos microestruturais:

$$\Delta T = C \frac{H(i) - H(i-1)}{(\rho c)_i} \quad [2.22]$$

em que $H(i)$ representa o calor acumulado gerado até ao instante i , e $(\rho c)_i$ representa o calor específico no mesmo instante.

A retracção química pode ser determinada a partir do conhecimento do volume molar dos reagentes e dos produtos de reacção, e da comparação da quantidade de água consumida nas reacções (conhecida pelas proporções estequiométricas das reacções previstas no algoritmo de automação celular) com o volume da rede porosa capilar da microestrutura.

2.4.3.6 Considerações acerca do modelo

Dos modelos microestruturais da hidratação do cimento relatados na bibliografia, o modelo de Bentz é o único a recorrer a mecanismos de automação celular, o que lhe confere fortes potencialidades. Destas, e para além da capacidade de simular fenómenos aparentemente aleatórios, sublinha-se o carácter altamente gráfico do método, que permite o seguimento da reacção de hidratação à medida que se processa o cálculo. Além disso, a nível de codificação algorítmica este modelo apresenta grande versatilidade no tocante à inclusão de novas regras de hidratação, e à realização de análises de sensibilidade relativamente à alteração destas regras.

A utilização de imagens de microscopia electrónica de varrimento para obtenção de uma idealização 3D das partículas de cimento é uma característica bastante interessante do modelo de Bentz, na medida em que as regras de automação celular são aplicadas a uma microestrutura física e quimicamente verosímil.

O modelo apresenta-se bastante promissor no campo da química (que é aliás a área de formação do seu autor), contemplando uma panóplia de reacções para simulação da hidratação bastante mais completa do que nos restantes modelos microestruturais. Como aspecto negativo do modelo refere-se o elevado esforço de cálculo que requer, exigindo fortes capacidades de processamento: uma parcela de cimento com 500x500x500 pixels representa um total de 125 milhões de pixels, cujo estado terá que ser actualizado em cada incremento. Outro aspecto negativo prende-se com a consideração somente a nível global do efeito da temperatura sobre a velocidade das reacções: seria mais interessante integrar o efeito da temperatura ao nível das reacções químicas isoladas (de forma análoga ao modelo de Maekawa), uma vez que as energias de activação dos diversos componentes são distintas, e evoluem ao longo da reacção de hidratação do cimento.

3 PROBLEMA TÉRMICO

3.1 Introdução

A modelação numérica do comportamento do betão nas primeiras idades, compreendendo o fenómeno da hidratação, implica naturalmente a consideração da natureza exotérmica e termicamente activada das reacções químicas nele envolvidas. Assim, deverá ser utilizado um modelo numérico que seja capaz de estimar o campo térmico no betão durante o processo de hidratação e posterior arrefecimento.

Anteriormente à disponibilidade da elevada capacidade de processamento dos meios informáticos actuais, existiam já alguns métodos simplificados de determinação do campo térmico, alguns deles gráficos e de aplicação bastante directa (Branco *et al.* 1992; Breugel 1980a). O desenvolvimento destes métodos foi essencialmente impulsionado pelas dificuldades experimentadas nas betonagens de grandes massas de betão em barragens, em que se observam grandes elevações da temperatura. No entanto nenhum deles tinha em atenção o facto de a reacção de hidratação ser termicamente activada, sendo incapazes de explicar as diferenças entre as elevações de temperatura medidas em obra (com dissipação de calor para o meio ambiente) e as elevações de temperatura medidas em provetes termicamente isolados ensaiados em laboratório.

Hoje em dia, com as capacidades dos computadores disponíveis, é possível ter em conta a dependência da reacção de hidratação em relação às condições reais em

obra, conduzindo a uma análise não-linear, pois o calor libertado na reacção depende da temperatura envolvente no mesmo instante.

Neste capítulo serão abordados os principais fenómenos associados à transmissão de calor em sólidos em regime variável, bem como os procedimentos numéricos para a sua modelação.

3.2 Conceitos gerais

Impõe-se, antes de qualquer formulação do problema, a identificação dos fenómenos e parâmetros envolvidos na caracterização do comportamento térmico de uma peça.

A transferência de calor consiste no movimento de energia térmica devido a diferenças de temperatura. Assim, quando ocorrerem diferenças de temperatura num meio ou entre meios distintos há condições para a transferência de calor (Incropera e DeWitt 2001).

No estudo do betão nas primeiras idades, a transferência de calor pode ser de várias naturezas: (i) por condução, (ii) por convecção e (iii) por radiação (ver Figura 3.1). Na realidade a distribuição de temperaturas num meio é controlada pelos efeitos combinados destes três processos, não sendo possível isolar completamente um processo das interacções com os demais. No entanto é usual a separação dos referidos processos, o que sem implicar erros significativos (Özisik 1985) introduz uma significativa simplicidade de análise.

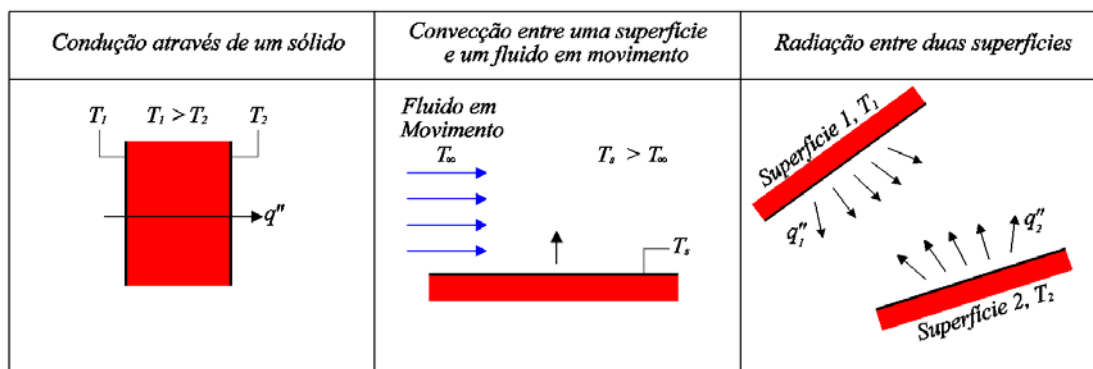


Figura 3.1 – Mecanismos de transferência de calor em sólidos

Procede-se seguidamente à descrição dos três fenómenos de transferência de calor acima mencionados.

3.3 Condução

A condução é o processo de transferência de calor em que a troca de energia térmica é efectuada pelo movimento aleatório de moléculas ou pelo movimento de electrões livres. É o processo típico de transmissão dentro de um sólido. Um exemplo de transferência de calor por condução é o caso da betonagem de uma peça em betão adjacente a outra previamente existente. O calor gerado pelas reacções de hidratação da peça recém betonada será transmitido por condução à peça existente através das suas fronteiras físicas.

A condução de calor num sólido pode ocorrer em regime estacionário (quando a temperatura em qualquer ponto não varia com o tempo), ou em regime variável (com variação de temperatura no tempo).

3.3.1 Condução em regime estacionário

A equação empírica da condução de calor, baseada em observações experimentais (isto é, uma lei fenomenológica), é regida pela Lei de Fourier, que para o caso unidimensional (1D) em condições estacionárias apresenta a forma

$$q_x'' = \frac{q_x}{A} = -k \frac{\partial T}{\partial x} \quad [3.1]$$

sendo o seguinte o significado dos diferentes símbolos nela envolvidos:

- q_x'' - fluxo de calor através de uma superfície por unidade de área (W/m^2)
- q_x - fluxo de calor (W)
- A - área atravessada pelo fluxo de calor (m^2)

k - condutibilidade térmica (W/m K)

T - temperatura (K)

x - coordenada (m)

O sinal (-) da equação está relacionado com o facto de o fluxo ocorrer no sentido das temperaturas decrescentes.

De acordo com a equação [3.1], a direcção do fluxo de calor será sempre perpendicular à superfície isotérmica (isto é, a superfície definida por pontos com igual temperatura).

Sendo um sólido constituído por electrões livres e átomos ligados de acordo com um arranjo periódico (malha atómica), a transmissão de energia térmica por condução ocorre de duas formas: por movimento de electrões livres e por ondas de vibração que se propagam através da malha atómica. Estes efeitos são aditivos, sendo k o resultado da soma da componente eléctrica e da componente de malha. Em sólidos não metálicos (caso dos constituintes do betão fresco) o valor de k é condicionado principalmente pela componente de malha, que depende da frequência da interacção entre os átomos constituintes. A regularidade do arranjo da malha condiciona a condutibilidade da seguinte forma: materiais cristalinos (malhas bem ordenadas) têm maiores valores de k do que materiais amorfos como o vidro (Incropera e DeWitt 2001).

Para utilização em meios multidimensionais a lei de Fourier generaliza-se através da representação vectorial

$$\mathbf{q}'' = -k \nabla T = -k \left(\mathbf{i} \frac{\partial T}{\partial x} + \mathbf{j} \frac{\partial T}{\partial y} + \mathbf{k} \frac{\partial T}{\partial z} \right) \quad [3.2]$$

em que

x, y, z - coordenadas no sistema de eixos de referência

$\mathbf{i}, \mathbf{j}, \mathbf{k}$ - versores do sistema de eixos de referência

Está implícito na equação [3.2] que o fluxo de calor é sempre perpendicular às superfícies isotérmicas.

3.3.2 Condução em regime variável

A lei de Fourier é aplicável à condução de calor em regime variável, para a qual a distribuição de temperatura evolui ao longo do tempo até que se atinja uma situação de equilíbrio. Antes de mais, convém apresentar a definição de alguns conceitos importantes para a compreensão dos fenómenos de condução de calor em regime variável: o calor específico, o calor específico volumétrico e a difusibilidade térmica.

O calor específico c é a quantidade de calor necessária para elevar de uma unidade de temperatura uma unidade de massa de um corpo; as unidades em que se exprime são J / (Kg K).

O calor específico volumétrico ρc resulta do produto do calor específico pela massa específica ρ do material, sendo usualmente adoptado para representar a capacidade do material para armazenar energia; as unidades em que se exprime são J/(m³ K).

À relação entre a condutibilidade térmica e o calor específico volumétrico dá-se o nome de difusibilidade térmica α_T (m²/s)

$$\alpha_T = \frac{k}{\rho c} \quad [3.3]$$

que representa uma medida da capacidade de um material conduzir energia térmica em relação à sua capacidade de a armazenar. Materiais com elevados α_T respondem rapidamente a alterações térmicas no meio, enquanto que materiais com reduzidos α_T responderão lentamente, demorando mais tempo até que se estabeleça nova condição de equilíbrio.

3.3.2.1 Equação de Fourier

O objectivo principal de uma análise de condução é determinar o campo de temperaturas num meio, como resultado de condições de fronteira e eventual geração interna de calor (como é o caso da hidratação do cimento). Para esse fim utiliza-se a

equação de Fourier, que se baseia nos princípios enunciados para a lei com o mesmo nome. Para auxílio à dedução da referida equação considere-se o volume infinitesimal elementar de matéria representado na Figura 3.2.

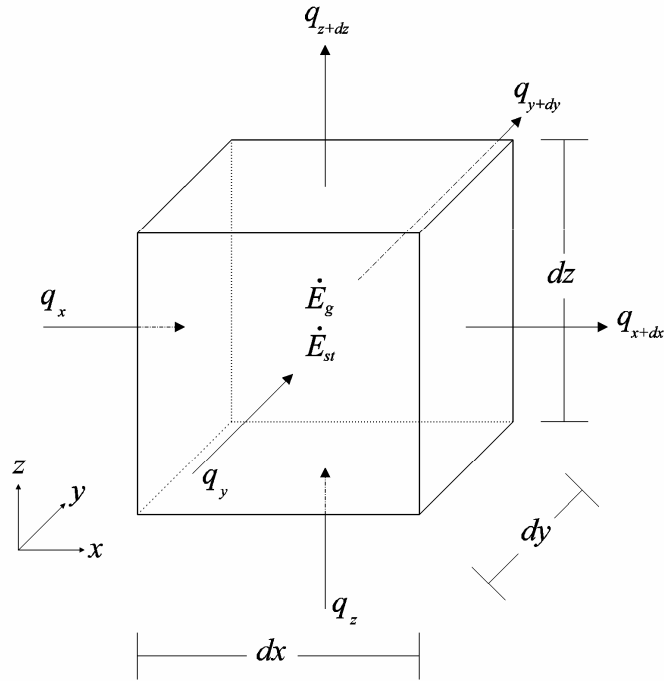


Figura 3.2 – Volume infinitesimal elementar de matéria

Na presença de gradientes de temperatura haverá condução de calor através das faces da partícula infinitesimal, em direcções perpendiculares às correspondentes superfícies. Em três das faces da partícula os fluxos de calor podem ser identificados por q_x , q_y e q_z . Nas faces opostas, os fluxos de calor podem ser representados em expansão de série de Taylor (ignorando termos de ordem superior):

$$q_{x+\partial x} = q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx \quad q_{y+\partial y} = q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy \quad q_{z+\partial z} = q_z + \frac{\partial q_z}{\partial z} dz \quad [3.4]$$

De acordo com a Primeira Lei da Termodinâmica num sistema fechado tem-se

$$\dot{E}_{in} + \dot{E}_g - \dot{E}_{out} = \dot{E}_{st} \quad [3.5]$$

$$\dot{E}_g = \dot{Q} dx dy dz \quad [3.6]$$

$$\dot{E}_{st} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} dx dy dz \quad [3.7]$$

em que

- $\dot{E}_{in}$ - taxa de entrada de energia (W)
- $\dot{E}_{out}$ - taxa de saída de energia (W)
- $\dot{E}_g$ - taxa de geração de energia (W)
- $\dot{E}_{st}$ - taxa de armazenamento de energia (W)
- $\dot{Q}$ - taxa de geração de energia por unidade de volume no meio (W/m³)
- t - tempo (s)

Assim, considerando que os fluxos de calor nas faces da partícula se representam por $\dot{E}_{in}$ e $\dot{E}_{out}$, substituindo [3.6] e [3.7] em [3.5] obtém-se:

$$q_x + q_y + q_z + \dot{Q} dx dy dz - q_{x+\partial x} - q_{y+\partial y} - q_{z+\partial z} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} dx dy dz \quad [3.8]$$

Substituindo [3.4] em [3.8] resulta

$$-\frac{\partial q_x}{\partial x} dx - \frac{\partial q_y}{\partial y} dy - \frac{\partial q_z}{\partial z} dz + \dot{Q} dx dy dz = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} dx dy dz \quad [3.9]$$

Os fluxos de calor nas faces da partícula podem ser obtidos por multiplicação das componentes de [3.2] pelas áreas respectivas, isto é,

$$q_x = -k dy dz \frac{\partial T}{\partial x} \quad q_y = -k dx dz \frac{\partial T}{\partial y} \quad q_z = -k dx dy \frac{\partial T}{\partial z} \quad [3.10]$$

pelo que substituindo [3.10] em [3.9] se tem

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \dot{Q} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad [3.11]$$

Esta expressão é a forma geral da equação de Fourier, a partir da qual se pode obter a distribuição de temperaturas $T(x,y,z,t)$.

Para valores constantes da condutibilidade térmica é usual reformular [3.11] em

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} + \frac{\dot{Q}}{k} = \frac{1}{\alpha_r} \frac{\partial T}{\partial t} \quad [3.12]$$

Note-se que a parcela $\dot{Q}$ já referida como taxa de geração de energia por unidade de volume no meio reproduz a geração interna de calor no betão devida ao carácter exotérmico da reacção de hidratação do cimento. Sendo de grande importância para a análise térmica, é obviamente necessário proceder à cuidada caracterização do potencial de geração de energia térmica $\dot{Q}$ da mistura de betão a estudar.

3.3.3 Determinação experimental da condutibilidade térmica do betão

3.3.3.1 Método GHP

Tradicionalmente a determinação experimental da condutibilidade térmica do betão é efectuada por recurso ao método GHP (“Guarded Hot Plate”), descrito de forma análoga nas seguintes normas:

- ASTM Test Method for Steady-State Heat Flux Measurements and Thermal Transmission Properties by Means of the Guarded-Hot-Plate Apparatus (C177);
- ISO International Standard: Thermal Insulation - Determination of Steady-State Thermal Resistance and Related Thermal Insulation - Determination of Steady State Thermal Resistance and Related Properties - Guarded-Hot-Plate Apparatus (ISO 8302).

O material a testar é colocado em contacto com um disco plano (ver Figura 3.3), que é composto por um disco interior aquecido (“meter plate”), e rodeado por outra peça também aquecida (“guard plate”). A peça exterior é cuidadosamente controlada de forma a manter uniforme a temperatura no espaço existente entre o “meter plate” e o “guard plate”. Assim evita-se o fluxo lateral de calor, assegurando que quase toda a energia térmica é transmitida através do material a testar. Nos extremos da amostra existem discos planos adicionais (“upper” e “lower cold plates”) que são mantidos a

temperaturas fixas determinadas pelo operador. É usual o ensaio simultâneo de duas amostras (“upper specimen” e “lower specimen”) colocando-as respectivamente acima e abaixo do “meter plate”, permitindo ponderar os resultados obtidos. Para um dado calor gerado no disco aquecido a temperatura do conjunto eleva-se (trata-se de um fluxo 1D de calor) até que se atinja o equilíbrio. Para uma montagem com duas amostras a forma algébrica da equação de Fourier é (Zarr 2001)

$$Q = 2 A \bar{k} \frac{T_h - T_c}{L} \quad [3.13]$$

$$\bar{T} = \frac{T_h + T_c}{2} \quad [3.14]$$

em que

- Q - potência da fonte de calor (disco central) (W)
- A - área de contacto de uma face do disco aquecido (m²)
- $\bar{k}$ - condutibilidade térmica do conjunto à temperatura $\bar{T}$ (W/m K)
- T_h - temperatura média da superfície quente (K)
- T_c - temperatura média da superfície fria (K)
- L - espessura média das amostras (m)
- $\bar{T}$ - temperatura de referência para a condutibilidade $\bar{k}$ (K)

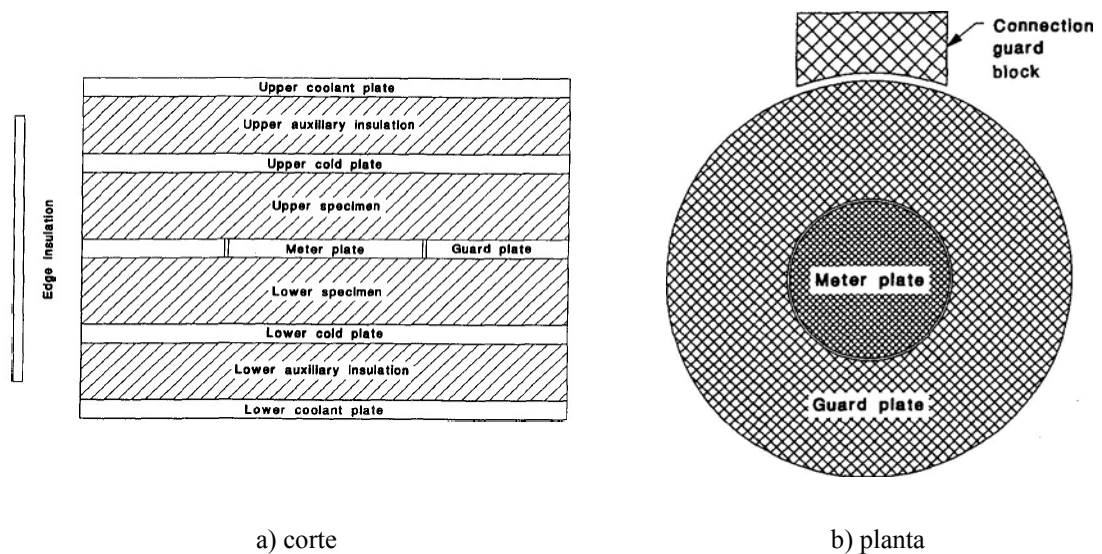


Figura 3.3 – Esquema do equipamento de ensaio GHP (Zarr *et al.* 2002)

O método GHP é passível de ser utilizado com amostras de espessura máxima da ordem dos 150mm, pelo que é recomendado para caracterização de materiais não homogêneos, como é o caso do betão.

3.3.3.2 Método TLPP

O método TLPP - “Two-Linear-Parallel-Probe method”, descrito por Morabito (2001b), é um processo mais adequado que o GHP para aferição da evolução da condutibilidade térmica do betão nas primeiras idades. A montagem deste ensaio é bastante simples (ver Figura 3.4), consistindo de um provete cilíndrico em betão de 16cm de diâmetro e 32cm de altura. No interior do provete são inseridas duas sondas paralelas distanciadas de $r=20 - 25$ cm, centradas em relação ao eixo do provete. Uma das sondas funciona como fonte de calor, estando a outra sonda equipada com um sensor de temperatura.

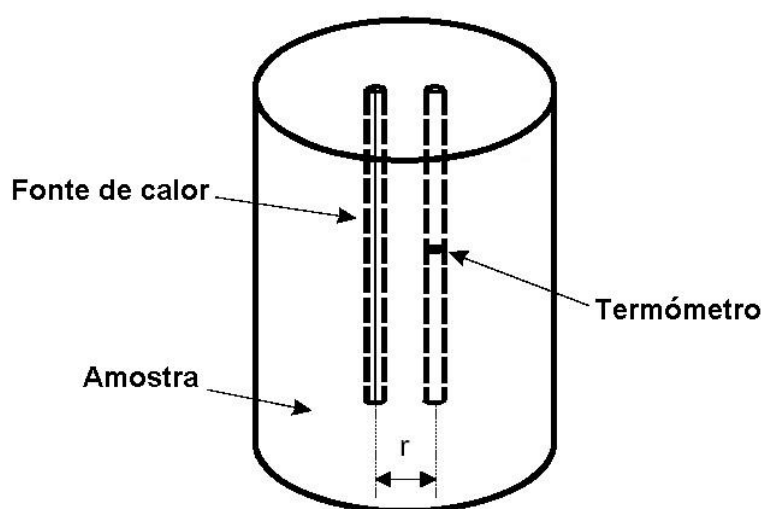


Figura 3.4 – Esquema da montagem do ensaio TLPP (Morabito 2001b)

Trata-se de um método de fácil implementação, em oposição ao que acontece com o GHP que requer equipamentos dispendiosos e procedimentos experimentais muito complexos. Em Morabito (2001b) são comparados resultados obtidos pelos métodos GHP (ASTM C177-63) e TLLP, tendo-se obtido valores bastante coerentes para diversos materiais (entre os quais o betão).

É interessante realçar os resultados obtidos por este ensaio, quer no que concerne à evolução com a temperatura da condutibilidade térmica do betão endurecido, quer no que respeita à evolução de k durante a reacção de hidratação. Para temperaturas variáveis foram ensaiadas várias composições de betão (Figura 3.5), tendo-se chegado às seguintes conclusões:

- a condutibilidade térmica diminui com o aumento da temperatura;
- o tipo de cimento utilizado parece não afectar a condutibilidade térmica;
- o decréscimo da condutibilidade térmica com o aumento de temperatura é mais pronunciado em betões com inertes calcários.

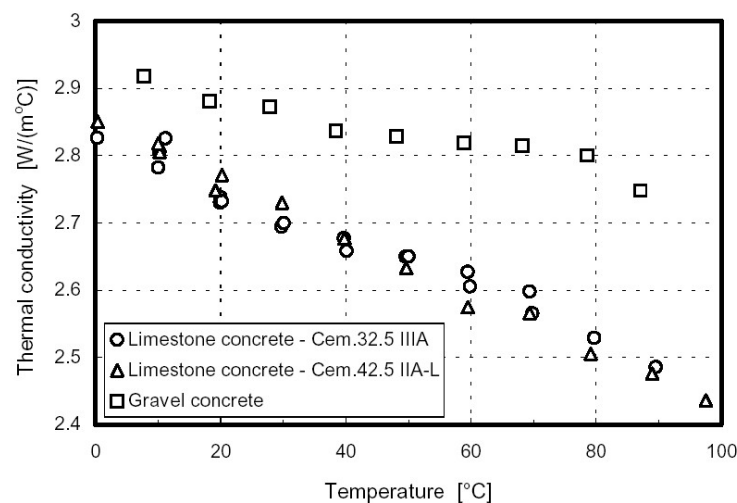


Figura 3.5 – Evolução da condutibilidade térmica do betão em função da temperatura (Morabito 2001b)

A avaliação da condutibilidade térmica do betão durante o processo de hidratação é dificultada pelo calor gerado na hidratação do cimento. No entanto, e segundo Morabito (2001b), dada a pequena dimensão dos provetes o calor de hidratação gerado (elevações de temperatura da ordem dos 3.5°C) pode ser ignorado sem prejuízo dos resultados. Uma outra alternativa consiste em betonar provetes de referência, nos quais se mede o calor de hidratação, o qual se subtrai ao medido no ensaio TLPP (Arshad *et al.* 1998). Segundo Arshad *et al.* (1998), a condutibilidade térmica do betão fresco é cerca de 30% superior à do betão endurecido. Segundo Ruiz *et al.* (2001), e de acordo com dados experimentais, a condutibilidade térmica média do betão durante a hidratação é cerca de 21 a 33% superior à do betão endurecido. Ruiz assume uma variação linear do valor da condutibilidade térmica em função do grau de hidratação do cimento, propondo

$$k_c(\alpha) = k_\infty(1.33 - 0.33\alpha) \quad [3.15]$$

em que

k_∞ - condutibilidade térmica do betão endurecido

α - grau de hidratação do cimento

Em conclusão, e a menos de grandes variações de temperatura, para efeitos práticos é plausível assumir que durante todo o processo de hidratação a condutibilidade térmica do betão permanece constante, e igual ao seu valor final k_∞ .

3.3.4 Determinação analítica da condutibilidade térmica do betão

A condutibilidade térmica do betão depende de factores como a humidade deste material, o tipo de agregados, a porosidade, a densidade e a temperatura (Arshad *et al.* 1998; Lura e Breugel 2001). Apresenta-se de seguida um breve resumo qualitativo da sensibilidade da condutibilidade térmica do betão a alguns dos factores enunciados (Breugel 1980a):

- a condutibilidade térmica do betão húmido é superior à do betão seco;
- o tipo de agregados influencia fortemente a condutibilidade do betão, uma vez que estes representam uma parte bastante significativa da mistura (ver Tabela 3.1): a utilização de agregados mais pesados resulta em valores mais elevados da condutibilidade térmica;
- uma vez que o cimento é o único componente do betão cuja condutibilidade térmica é fortemente afectada pela temperatura, para betões com pouco cimento é aceitável considerar que a condutibilidade térmica é praticamente independente de T .

Tabela 3.1 – Condutibilidade térmica do betão em função dos agregados (Breugel 1998)

Tipo de agregado	Condutibilidade térmica do betão (W/m°C)
Quartzito	3.5
Dolomite	3.2
Calcário	2.6 - 3.3
Granito	2.6 - 2.7
Riolito	2.2
Basalto	1.9 - 2.2

O valor mais corrente da condutibilidade térmica do betão oscila usualmente entre 1.2 e 3W/mK (Breugel 1980a; Breugel 1998; Silveira 1996).

Apesar de normalmente este coeficiente ser obtido por via experimental, o valor k_c pode no entanto ser estimado pela seguinte equação (Lura e Breugel 2001)

$$k_c = \frac{W_{cem} k_{cem} + (W_{sand} + W_{grav}) k_{agg} + W_w k_w}{\rho_c} \quad [3.16]$$

em que

k_{cem} - condutibilidade térmica do cimento

k_{agg} - condutibilidade térmica dos agregados

k_w - condutibilidade térmica da água

W_{cem} - massa de cimento na mistura por unidade de volume (Kg/m³)

W_{sand} - massa de inertes finos na mistura por unidade de volume (Kg/m³)

W_{gravel} - massa de brita na mistura por unidade de volume (Kg/m³)

W_w - massa de água na mistura por unidade de volume (Kg/m³)

ρ_c - massa volúmica da mistura

Segundo Breugel (1980a) este método, proposto pelo US Bureau of Reclamation na década de 1940, prevê k_c com desvios máximos de 7% relativamente aos valores verificados experimentalmente. Os valores a utilizar para as condutibilidades de cada componente são dados na Tabela 3.2 em função da temperatura (Breugel 1980a).

Tabela 3.2 – Valores da condutibilidade térmica para diferentes materiais (Breugel 1980a)

Material	Condutibilidade térmica (W/mK)			
	21.1°C	32.2°C	43.3°C	54.4°C
Água	0.60	0.60	0.60	0.60
Cimento	1.23	1.27	1.31	1.35
Quartzo	3.09	3.08	3.07	3.06
Basalto	1.91	1.90	1.90	1.90
Dolomite	4.31	4.23	4.17	3.98
Granito	3.03	2.90	2.90	2.88
Calcário	4.03	3.94	3.86	3.79
Quartzito	4.69	4.65	4.61	4.57
Riolito	1.88	1.89	1.90	1.91

3.3.5 Determinação experimental do calor específico do betão

O valor do calor específico do betão endurecido oscila usualmente entre valores de 800 e 1170 J/KgK (Breugel 1980a; Silveira 1996). O ensaio TLPP mencionado em 3.3.3.2 permite também a obtenção por via indirecta do calor específico do betão, quer durante a hidratação quer no estado endurecido. De forma análoga à descrita para a condutibilidade térmica, foram avaliadas várias composições de betão, estudando-se a influência da variação da temperatura no valor do calor específico do betão endurecido (ver Figura 3.6).

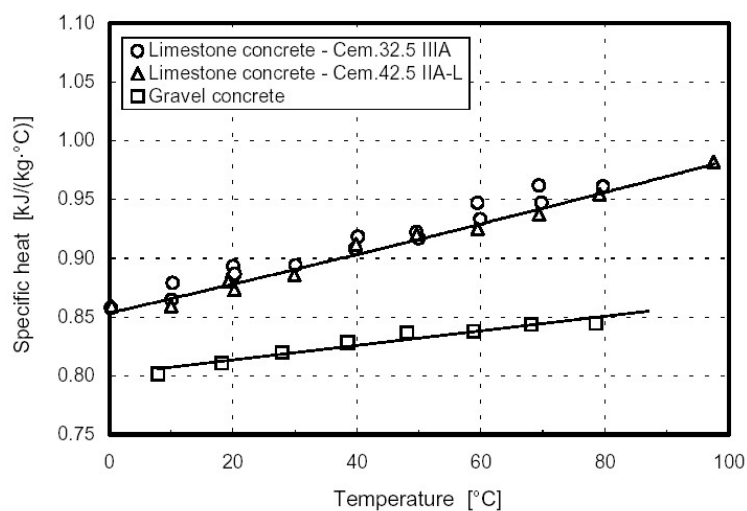


Figura 3.6 – Evolução do calor específico do betão em função da temperatura (Morabito 2001b)

Observa-se que:

- o calor específico do betão aumenta com a temperatura;
- a relação calor específico/temperatura parece ser independente do tipo de cimento;
- as variações de calor específico parecem mais evidentes no betão com inertes calcários.

Pelo mesmo processo foram também realizados testes para quantificação do calor específico do betão durante o processo de hidratação, tendo-se obtido os resultados indicados na Figura 3.7. Estes evidenciam que o calor específico apresenta valores muito estáveis durante todo o processo de hidratação, pelo que se assume que o calor específico é uma grandeza constante durante a cura.

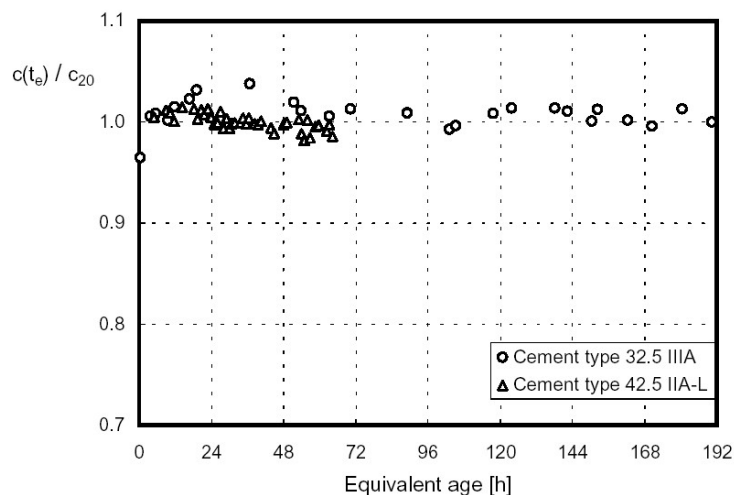


Figura 3.7 – Evolução do calor específico do betão em função da idade (Morabito 2001b)

De acordo com a revisão bibliográfica documentada em De Schutter (2001) há uma tendência geral para valores ligeiramente mais elevados do calor específico nas primeiras idades, tendendo a diminuir ao longo do tempo. Há no entanto alguma dispersão na bibliografia acerca da magnitude dessa diminuição, existindo alguma coerência em valores que rondam os 5% (a magnitude depende de factores como o tipo de cimento, a relação w/c , o tipo de inertes, a humidade, o tipo de ensaio efectuado, etc.). Uma possível justificação para este decréscimo é o facto de a água quimicamente ligada (resultante da reacção da água livre com o cimento) ter um calor específico inferior em cerca de 50% ao da água livre.

3.3.6 Determinação analítica do calor específico do betão

Em Breugel (1980a) é indicado um método para determinação analítica do calor específico do betão a partir da ponderação dos calores específicos dos constituintes da mistura, que é igualmente referido em Lura e Breugel (2001) e Ruiz *et al.* (2003). Trata-se de uma ponderação bastante simples dada por

$$c_c = \frac{W_{cem} c_{cem} + (W_{sand} + W_{grav}) c_{agg} + W_w c_w - c_{bindW} W_{cem} \alpha c_w}{\rho_c} \quad [3.17]$$

em que

$$c_{bindW} = 0.2$$

c_c - calor específico do betão

c_w - calor específico da água

c_{cem} - calor específico do cimento

c_{agg} - calor específico dos inertes

α - grau de hidratação do cimento

A parcela subtractiva no numerador da expressão [3.17] diz respeito ao facto de o calor específico da água presente nas ligações químicas do cimento hidratado ter um calor específico inferior em 50% ao que teria na situação de “água livre”.

Em Lura e Breugel (2001) são propostas as seguintes relações para determinação do calor específico do cimento e agregados em função da temperatura (T em °C):

$$c_{cem} = 0.1812\sqrt{T} + 2.618 T + 431 \quad [3.18]$$

$$c_{agg} = 0.0604\sqrt{T} + 0.468 T + 662 \quad [3.19]$$

Os valores obtidos através destas expressões apresentam boa coerência com a Tabela 3.3 (à excepção do calor específico do cimento a altas temperaturas). Exceptuando o caso do cimento, todos os componentes do betão têm valores de calor específico bastante estáveis durante o processo de hidratação (como se pode verificar na Tabela 3.3). Apesar da grande variabilidade do calor específico do cimento, o valor do calor específico do betão calculado com a equação [3.17] mantém-se praticamente constante

durante a hidratação do cimento. Tal facto é corroborado pelos resultados experimentais já mencionados anteriormente (Morabito 2001b).

Tabela 3.3 – Valores do calor específico para aplicação em [3.17] (Breugel 1980a)

Material	Calor específico (J/kg K)			
	21.1°C	32.2°C	43.3°C	54.4°C
Água	4187	4187	4187	4187
Cimento	456	536	662	825
Quartzo	699	745	795	867
Basalto	766	758	783	837
Dolomite	804	821	854	888
Granito	716	708	733	775
Calcário	749	758	783	821
Quartzito	691	724	758	791
Riolito	766	775	800	808

Segundo Breugel (1980a) para betões de composições usuais o calor específico do betão numa situação saturada é cerca de 16% superior ao de um betão seco.

3.4 Convecção

A convecção consiste na transferência de calor entre a superfície de um sólido e um fluido em movimento, quando se verifica um diferencial de temperatura. Esta forma de transferência de energia compreende dois mecanismos principais:

- o movimento molecular aleatório (difusão)
- o movimento macroscópico do fluido

O movimento do fluido está associado ao movimento colectivo de agregados de moléculas. No entanto as moléculas que compõem estes agregados mantêm os seus movimentos aleatórios individuais no seio do conjunto.

Exemplificando para o caso particular de uma superfície plana (por exemplo uma laje betonada contra o solo), a convecção consiste no seguinte fenómeno: à medida que o calor é transmitido da superfície do betão em processo de hidratação para o ar adjacente, este é aquecido e a correspondente densidade diminui. Este ar aquecido eleva-se, sendo substituído por ar frio que por sua vez também será aquecido e se

elevará. Trata-se de um processo cíclico, que se mantém em funcionamento até que seja atingido o equilíbrio térmico.

Na realidade o fenómeno da convecção é bastante complexo, pois para além de depender de numerosas propriedades do fluido (como a densidade, a viscosidade, a condutibilidade térmica e o calor específico), é também necessário ter em conta a geometria da superfície de contacto e as condições de fluxo. Considere-se o mecanismo da convecção como um todo: como consequência da interação fluido-superfície, desenvolve-se uma região de fluido na qual a velocidade varia de zero (vizinhança da superfície) até um valor finito $\dot{u}$ associado ao escoamento (ver Figura 3.8). A contribuição da difusão é dominante junto à superfície, onde a velocidade do fluido é baixa.

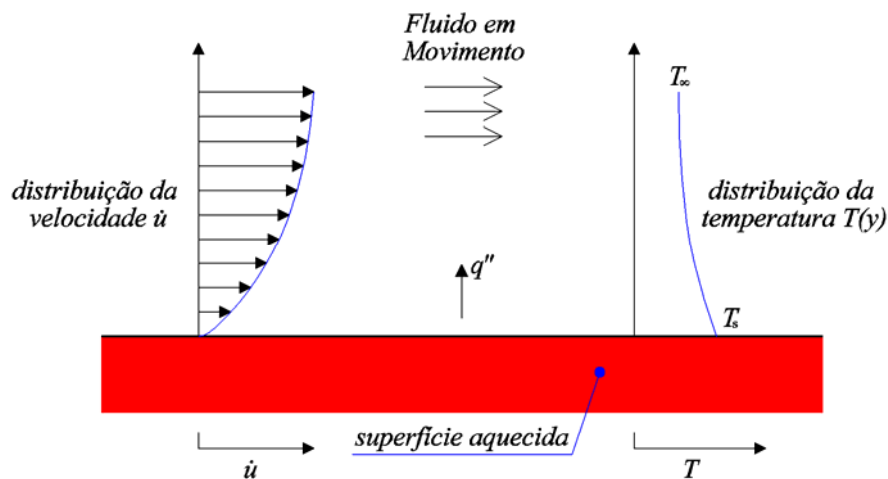


Figura 3.8 – Perfil da velocidade e da temperatura de um fluido na vizinhança de um sólido

Distinguem-se quatro tipos essenciais de convecção:

- convecção forçada: o fluxo é causado por meios externos (ventoinhas, vento, etc.);
- convecção livre: o fluxo é causado unicamente pelas diferenças de densidade provocadas pelas diferenças de temperatura;
- convecção por ebulição;
- convecção por condensação.

Os dois últimos tipos de convecção acima enunciados não têm interesse na abordagem deste trabalho. Os tipos de convecção livre e forçada aparecem normalmente associados, nomeadamente nos casos de peças de betão em contacto com o ar, em que

existem simultaneamente vento e diferenças de temperatura entre o material e o ambiente (especialmente durante o processo de hidratação).

Independentemente da natureza do fenómeno de convecção, o processo de transferência de calor é caracterizado pela seguinte equação (Lei de Newton do arrefecimento)

$$q'' = h_{conv} (T_s - T_\infty) \quad [3.20]$$

em que

- q'' - fluxo convectivo de calor por unidade de área (W/m^2)
- h_{conv} - coeficiente de convecção ($\text{W/m}^2 \text{ K}$)
- T_s - temperatura da superfície
- T_∞ - temperatura do fluido (em zona não perturbada pela superfície)

O coeficiente de convecção depende de vários factores, de entre os quais se podem realçar: a geometria e a rugosidade do corpo, a área do escoamento, a natureza do movimento do fluido, as propriedades termodinâmicas e de transporte do fluido, etc. O valor de h_{conv} pode apresentar variações ao longo da superfície de contacto; no entanto, nas aplicações de engenharia é plausível a consideração de um coeficiente médio h_m para uma dada superfície.

No que diz respeito aos valores de h_{conv} a adoptar no cálculo de campos térmicos no betão, e tendo consciência de que existem associados fenómenos de convecção natural e forçada, é usual a adopção da formulação empírica referenciada em Jonasson (1994). Esta formulação estabelece o coeficiente de transmissão térmica (neste caso de convecção) para uma superfície livre (sem isolamentos) em função da velocidade do vento

$$h_{free} = \begin{cases} 5.6 + 3.95 \nu & \text{se } \nu \leq 5 \text{ m/s} \\ 7.6 \nu^{0.78} & \text{se } \nu > 5 \text{ m/s} \end{cases} \quad [3.21]$$

com

- h_{free} - coeficiente de convecção médio para uma superfície livre
- ν - velocidade do vento (m/s)

Branco *et al.* (1992) propõe uma formulação quase idêntica ao primeiro ramo da equação [3.21], embora sem limitação da velocidade ν .

Em Silveira (1996) é proposto o seguinte coeficiente de convecção para o caso de uma corrente de ar paralela a uma superfície plana

$$h_{free} = 3.83 \, \nu \quad \text{se } \nu \leq 50 \text{ m/s} \quad [3.22]$$

Para velocidades superiores a 5m/s as equações [3.21] e [3.22] apresentam valores finais para h_{free} bastante coerentes, conforme se pode constatar na Figura 3.9. Para baixas velocidades a equação [3.21] chega a proporcionar valores de h_{free} 2.5 superiores aos fornecidos pela equação [3.22], pelo que se aconselha algum cuidado na escolha dos coeficientes de convecção.

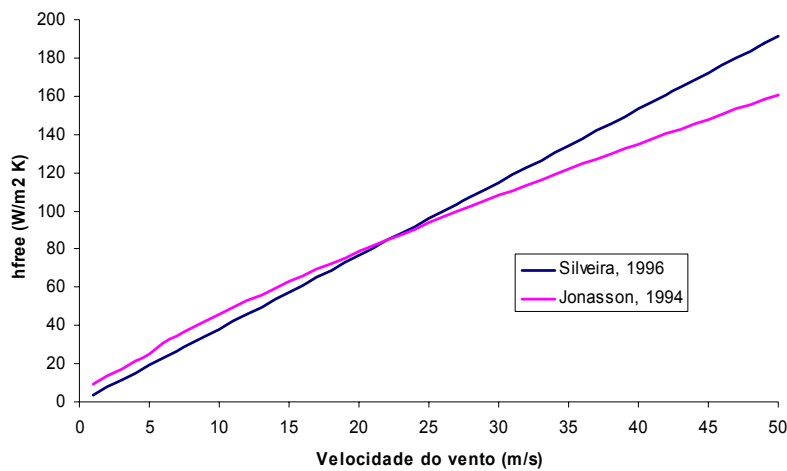


Figura 3.9 – Gráfico comparativo de h_{free} segundo Jonasson (1994) e Silveira (1996)

Em Ruiz *et al.* (2001) é apresentada uma expressão para o coeficiente de convecção relativo a superfícies horizontais lisas, válida para convecção livre e forçada. Nesta formulação o coeficiente de convecção depende da velocidade do vento e das diferenças de temperatura entre o sólido e o ar adjacente. Por não ser incluído qualquer coeficiente relativo à rugosidade da superfície, é recomendado o agravamento do coeficiente em cerca de 6% para análise de superfícies em betão. A expressão proposta é

$$h_{free} = 3.727 \, C \, (0.9 \, (T_s + T_\infty) + 32)^{-0.181} \, (T_s - T_\infty)^{0.266} \, \sqrt{1 + 2.857 \, \nu} \quad [3.23]$$

em que os valores da temperatura são exprimidos em °C, a velocidade do vento em m/s e C é uma constante que depende da forma e das condições de fluxo de calor:

$$C = \begin{cases} 1.79 & \text{para superfícies horizontais mais quentes que o ar} \\ 0.89 & \text{para superfícies horizontais menos quentes que o ar} \end{cases}$$

Para a gama usual de temperaturas no betão durante a hidratação, e temperaturas realistas para o ambiente circundante, a equação [3.23] conduz a valores do coeficiente de convecção semelhantes a [3.21] para velocidades até 10m/s. A partir deste limite conduz a valores marcadamente inferiores aos fornecidos pelas equações [3.21] e [3.22].

Para efeitos de estimativa preliminar da velocidade do vento numa dada situação, é plausível a utilização da escala de Beaufort descrita na Tabela 3.4, que é utilizada em vários domínios da engenharia.

Tabela 3.4 – Escala de Beaufort - Velocidade do vento

Número de Beaufort	Designação	Velocidade	Descrição
0	ausência de vento	<1Km/h	fumo sobe na vertical
1	vento fraco	1 - 5 Km/h	fumo desvia-se ligeiramente
2	vento fraco	6 - 11 Km/h	folhas das árvores fazem algum ruído vento sente-se na face bandeiras oscilam ligeiramente
3	vento médio	12 - 19 Km/h	folhas e galhos das árvores oscilam pequenas bandeiras erguem-se
4	vento médio	20 - 28 Km/h	vento levanta pó e papel bandeiras produzem ruído
5	vento moderado	29 - 38 Km/h	pequenas árvores balançam
6	vento forte	39 -49 Km/h	dificuldade em manter guarda-chuvas na vertical
7	quase-vendaval	50 - 61 Km/h	árvores balançam algumas dificuldades de marcha
8	vendaval	62 - 74 Km/h	partem-se ramos das árvores dificuldades marcadas na marcha
9	forte vendaval	75 - 88 Km/h	ramos das árvores partem-se telhas são arrancadas
10	tempestade	89 - 102 Km/h	danos nos edifícios algumas árvores são arrancadas pela raiz
11	forte tempestade	103 - 117 Km/h	fortes danos nos edifícios danos generalizados nas árvores
12	furacão	> 117 Km/h	fortes danos generalizados

Em Silveira (1996) são também apresentados como referência os seguintes coeficientes de convecção a adoptar para tabuleiros de pontes de betão:

$h = 4.67 \text{ W/m}^2\text{K}$ - superfície superior

$h = 3.67 \text{ W/m}^2\text{K}$ - superfície lateral

$h = 2.17 \text{ W/m}^2\text{K}$ - superfície inferior

$h = 3.50 \text{ W/m}^2\text{K}$ - superfície interior dos caixões

Estes valores têm um domínio de aplicação bastante restrito, uma vez que não parecem depender de nenhum factor ambiental específico. No entanto é interessante a constatação de que os coeficientes de convecção nas faces superiores dos tabuleiros (zonas mais expostas ao vento) são máximos.

3.4.1 Analogia resistência térmica / resistência eléctrica

Nas aplicações em vista na presente dissertação é usual a existência de isolamentos e cofragens a envolver as peças de betão em estudo. Para o caso mais simples (transmissão de calor unidimensional) é possível deduzir a forma de combinar a convecção da superfície livre com a condução através de interfaces com materiais dispostos em camadas sucessivas. Um modo bastante interessante de abordar esta situação é a analogia com circuitos eléctricos, nomeadamente no tocante à associação em série de resistências.

Defina-se resistência térmica como a razão entre o potencial térmico e respectiva taxa de transferência de calor. Para um caso hipotético de uma peça em que se verifiquem as seguintes condições:

- fluxo 1D de calor (q_x)
- regime estacionário
- sem fonte interna de geração de energia térmica
- temperaturas T_{s1} e T_{s2} em duas superfícies opostas (e perpendiculares ao fluxo de calor)
- distância entre superfícies L

a resistência térmica para condução (de acordo com a equação [3.1]) pode ser definida como

$$R_{t,cond} = - \frac{T_{s,1} - T_{s,2}}{q_x} = \frac{L}{k A} \quad [3.24]$$

Para a convecção é também possível fazer uma analogia do mesmo tipo (de acordo com [3.20]), definindo-se da seguinte forma a correspondente resistência térmica:

$$R_{t,conv} = \frac{T_{s,1} - T_{\infty,1}}{q_x} = \frac{1}{h_1 A} \quad [3.25]$$

Para um sistema que inclua uma associação em série de vários materiais é possível a definição de um circuito térmico equivalente, conforme a Figura 3.10. Sabendo que o fluxo térmico é constante em todas as “resistências” do sistema, obtém-se

$$\frac{T_{\infty,1} - T_{s,1}}{\frac{1}{h_1 A}} = \frac{T_{s(i)} - T_{s,(i+1)}}{\frac{L_i}{k_i A}} = \frac{T_{\infty,1} - T_{s,(n+1)}}{R_{tot}} \quad [3.26]$$

expressão da qual resulta a seguinte definição para a resistência térmica total equivalente

$$R_{tot} = \frac{1}{h_1 A} + \sum_1^n \frac{L_i}{k_i A} \quad [3.27]$$

e, correspondentemente a seguinte definição para o coeficiente de transmissão de energia térmica equivalente h_{eq}

$$h_{eq} = \left(\frac{1}{h_1 A} + \sum_1^n \frac{L_i}{k_i A} \right)^{-1} \quad [3.28]$$

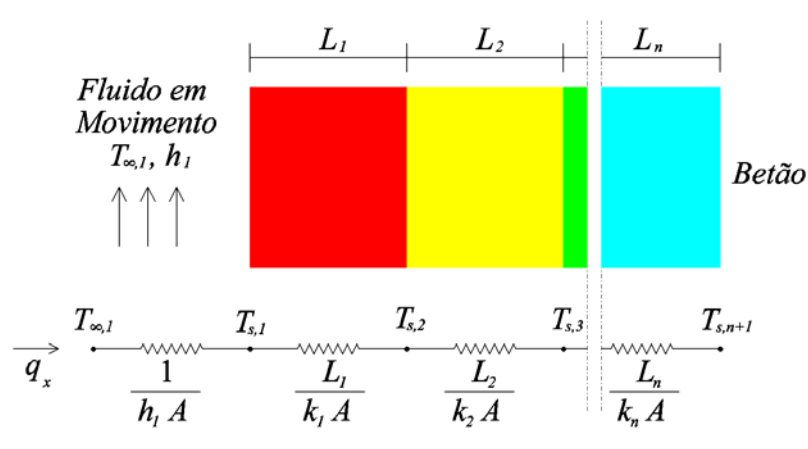


Figura 3.10 – Analogia resistência eléctrica / resistência térmica

Na realidade a formulação apresentada em [3.28] só será suficientemente precisa em regime variável se se verificarem as condições de “camada fina”, isto é, os materiais que constituem esta camada (isolamentos e cofragens) deverão ter um calor específico bastante inferior ao do betão. Assim é admissível considerar que estes elementos não armazenam energia, e tratar o sistema (desde a face do betão até à superfície livre em contacto com o ar) como um todo. A existência de pontes térmicas ocasionadas por singularidades nos sistemas de cofragem tem como consequência a alteração local das condições de transmissão de energia térmica: podem surgir problemas associados à distribuição de calor condicionados por esta situação, pelo que estas pontes térmicas representam um aspecto mais a ter em conta na modelação numérica. Para maiores desenvolvimentos em torno deste assunto recomenda-se a leitura de Jonasson (1994), onde é feita descrição detalhada de diversos sistemas de cofragem e respectivas formas de modelação.

3.5 Radiação

3.5.1 Conceitos gerais

A transmissão de energia térmica por radiação está relacionada com a emissão de energia por parte de um corpo em virtude da sua temperatura. A energia de radiação é emitida sob a forma de ondas electromagnéticas, segundo a Teoria Clássica de Maxwell. Alternativamente, e de acordo com a hipótese de Planck, a transmissão é feita através de fotões discretos. Enquanto que a transmissão de energia térmica por condução ou convecção requer a presença de um meio material, a transmissão por radiação pode dar-se na ausência de matéria (sendo até mais eficiente no vácuo). De uma forma geral um corpo emite permanentemente radiações térmicas para o espaço envolvente, e absorve, reflecte ou transmite radiações provenientes de outros corpos. Designam-se por absorvidade α , reflectividade ρ e transmissividade τ as fracções da radiação térmica correspondentes às parcelas absorvida, reflectida e transmitida, respectivamente. O somatório destas parcelas é igual à unidade:

$$\alpha + \rho + \tau = 1 \quad [3.29]$$

É importante a noção de que estas três grandezas são função do comprimento de onda da radiação incidente. Considere-se a situação indicada na Figura 3.11. A taxa de emissão de radiação por unidade de área da superfície representada é designada por radiância. A radiância E obedece à lei de Stefan-Boltzmann

$$E = \varepsilon \sigma T_s^4 \quad [3.30]$$

em que

- ε - emissividade (capacidade de emissão de radiação) $0 < \varepsilon_R < 1$
- σ - constante de Stefan-Boltzmann ($5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$)
- T_s - temperatura da superfície (K)

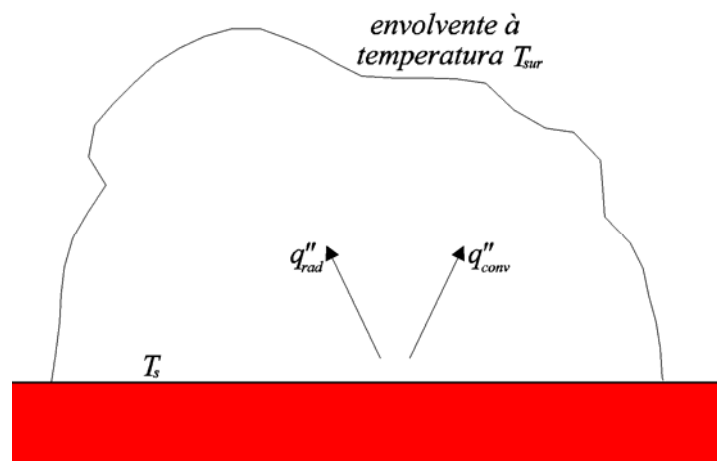


Figura 3.11 – Radiação de uma superfície

Considere-se agora o caso de radiação incidente numa superfície por parte do meio circundante. Designa-se por irradiação G a taxa à qual essa radiação incide sobre a superfície em questão por unidade de área. A parte da irradiação que é efectivamente absorvida pela superfície é dada pelo produto da absorvidade (α) pela irradiação (G). Considerando o meio circundante como uma entidade bastante maior do que a superfície em análise, a irradiação do meio pode ser aproximada pela emissão de um corpo negro (isto é, com emissividade igual à unidade) à temperatura T_{sur} ($G = \sigma T_{sur}^4$) (Incropera e DeWitt 2001). Assumindo uma superfície para a qual $\alpha = \varepsilon$ (superfície cinzenta), o balanço da transferência de calor da superfície por unidade de área é:

$$q_{rad}'' = \frac{q}{A} = E - \alpha G = \varepsilon \sigma (T_s^4 - T_{sur}^4) \quad [3.31]$$

Por outras palavras, a equação [3.31] exprime a diferença entre a energia térmica que é libertada por radiação pela superfície em estudo e a energia térmica ganha devida a absorção de radiação (do meio).

A emissividade ε depende da cor da superfície do betão. Em Ruiz *et al.* (2001) é proposta a utilização do valor 0.88 para este coeficiente.

A equação [3.31] pode ser linearizada e rescrita de forma mais simples:

$$q_{rad} = h_r A (T_s - T_{sur}) \quad [3.32]$$

$$h_r = \varepsilon \sigma (T_s + T_{sur}) (T_s^2 + T_{sur}^2) \quad [3.33]$$

em que h_r é o coeficiente de transferência de calor por radiação. Desta forma analisa-se a radiação com uma formulação semelhante à utilizada para a convecção, o que poderá representar vantagens a nível de cálculo (nomeadamente em possíveis simplificações). A passagem de [3.31] para [3.32] e [3.33] só é válida se forem utilizadas temperaturas absolutas (K).

Com a transferência de calor por radiação no formato em que se encontra na equação [3.32], é possível a inclusão de h_r num esquema de analogia eléctrica, semelhante ao referido para o caso da convecção/condução. Deve-se no entanto ter em atenção que neste caso a radiação deverá ser colocada em “paralelo” com a convecção, de acordo com o esquema representado na Figura 3.12. O problema da formulação através de h_r reside no facto de este coeficiente depender fortemente da temperatura, tal como expresso na [3.33]. A combinação dos coeficientes de radiação e convecção num único factor equivalente é também referida em Cervera *et al.* (2002) e Vila Real (1993).

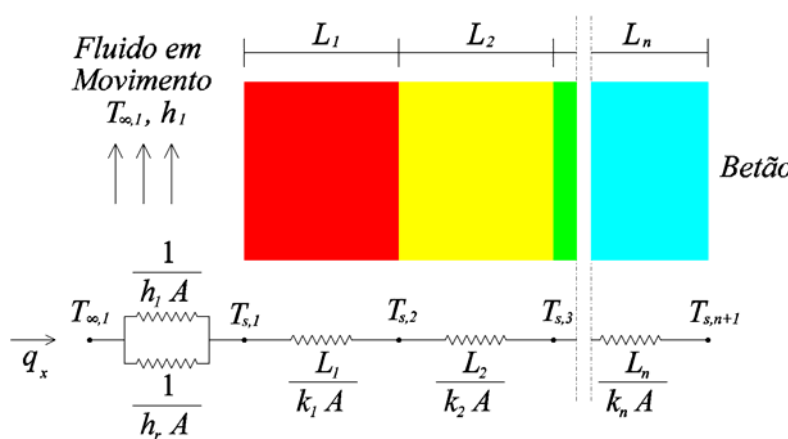


Figura 3.12 – Analogia resistência eléctrica / resistência térmica

Em Branco *et al* (1992) é indicada uma forma alternativa a [3.33] para a definição do coeficiente de transferência de calor por radiação. A referida definição é apresentada abaixo ([3.34]), e o seu domínio de aplicação cinge-se aos valores usuais de diferença de temperatura entre a superfície do betão e o meio ambiente (habitualmente inferior a 20°C).

$$h_r = \varepsilon [4.8 + 0.075 (T_{sur} + 278.15)] \quad [3.34]$$

em que T_{sur} se exprime em Kelvin e diz respeito à temperatura do ar ambiente

3.5.2 Radiação solar

Para além da forma de radiação apresentada anteriormente (a irradiação), há uma parcela muito importante de radiação que é normalmente tratada em separado com uma abordagem diferente: a radiação solar. A contabilização da contribuição da radiação solar para o campo térmico do betão aquando da hidratação reveste-se de especial importância em peças de betão de pequena espessura, ou na superfície de grandes massas de betão, onde a radiação solar pode condicionar significativamente a ocorrência de fendilhação superficial. Como consequência da alteração do campo térmico do betão são alteradas as condições de hidratação, podendo ocorrer uma evolução das propriedades do betão diferente daquela que seria de esperar se a radiação solar fosse ignorada.

Ao atravessar a atmosfera terrestre a radiação solar sofre perturbações pelo que é usual subdividir a radiação solar em dois tipos: a directa e a difusa. A radiação solar que atravessa a atmosfera sem ser desviada nem absorvida no seu caminho corresponde à radiação directa; a radiação difusa corresponde à parte da radiação solar que é dispersa durante o seu percurso devido a distúrbios com os componentes atmosféricos. A radiação difusa tem uma importância relativamente pequena nos dias de céu limpo, podendo no entanto representar uma importante parcela da radiação solar nos dias de céu nublado.

Em vez de ser introduzida na equação de Fourier com abordagem semelhante à condução e a convecção, a radiação solar pode ser considerada como uma fonte de

geração de calor $\dot{Q}_s$, analogamente ao que sucede com o calor de hidratação $\dot{Q}$. Assim o termo $\dot{Q}$ da equação [3.11] será substituído por (Breugel e Koenders 2001):

$$\dot{Q}^* = \dot{Q} + \dot{Q}_s \quad [3.35]$$

Em Ruiz *et al.* (2001) o efeito da radiação solar incidente é simulado como uma geração superficial de calor q_s (W/m²), quantificada para uma superfície horizontal (por exemplo, uma laje) como

$$q_s = \alpha_s q_{solar} \quad [3.36]$$

em que

q_{solar} - radiação solar instantânea (W/m²) (ver Tabela 3.5)

α_s - absorvidade solar

Tabela 3.5 – Radiação solar instantânea

Condições de nebulosidade	Radiação solar instantânea (W/m ²)
Céu limpo	1000
Céu parcialmente nublado	700
Céu nublado	300

É de salientar o facto de o valor de q_{solar} só se anular durante o período nocturno, pois mesmo em condições de extrema nebulosidade, as radiações solares de maior comprimento de onda conseguem ultrapassar as nuvens.

A absorvidade solar do betão de cimento Portland (α_s) é função da cor da superfície, com valores entre 0.5 e 0.6.

No campo dos modelos simplificados de determinação dos efeitos da radiação solar expõe-se também o método indicado em FEMASSEbv (2000), no qual se assume que a intensidade da radiação solar durante o período diurno varia de acordo com a expressão

$$q_s = q_{\max} \operatorname{sen} \left(\frac{180}{t_{red}} t^* \right) \quad [3.37]$$

em que:

$q_{\max}$ - radiação instantânea máxima ao meio-dia solar (W/m²)

t_{red} - número de horas-luz do dia em questão (h)

t^* - tempo decorrido desde o nascer do sol (h)

Outro modelo para determinação dos efeitos da radiação solar sobre uma dada superfície é proposto em Branco *et al.* (1992):

$$q_s = \alpha \left(I_d \sin \theta + I_i \frac{1 + \cos \gamma}{2} \right) \quad [3.38]$$

em que

I_d - radiação solar directa (W/m²)

I_i - radiação solar indirecta (W/m²)

θ - ângulo de incidência da radiação na superfície

γ - ângulo de inclinação da superfície (em relação à horizontal)

Os métodos de determinação da energia transmitida pela radiação solar acima descritos são bastante simplificados, não tendo em conta diversas variáveis importantes. Sabendo que a análise de um betão nas primeiras idades envolve períodos de tempo bastante curtos (da ordem das centenas de horas), é importante que a variação da radiação solar incidente seja bem determinada. Assim, haverá valores de radiação solar variáveis consoante a latitude, a época do ano, a hora do dia e uma série de outros factores.

Em Breugel e Koenders (2001) refere-se um ensaio de uma parede de betão de alta resistência com 16cm de espessura e 3.5m de altura exposta à radiação solar, para a qual foi efectuado o cálculo de temperaturas e tensões, com e sem a consideração da energia fornecida pela radiação solar. Neste caso concluiu-se que a inclusão da influência da radiação solar era fundamental, quer a nível de determinação dos perfis de temperatura na peça, quer a nível da distribuição das tensões internas.

Apesar de se tratar de um factor de importância fundamental em estruturas expostas de pequena espessura, noutras aplicações a radiação solar não será um factor preponderante, pelo que caso a caso deverá ser feita uma análise crítica da necessidade da inclusão dos seus efeitos nas análises.

3.5.3 Outras fontes de radiação

A energia térmica de radiação pode ter origem em fontes externas que não o sol, como é o caso de aquecedores a infra-vermelhos. Trata-se de uma técnica utilizada em países frios, em que é necessário fornecer energia térmica para ajudar as reacções de hidratação, na medida em que as baixas temperaturas que se fazer sentir provocam abaixamentos de temperatura bastante grandes junto às superfícies das peças de betão. Em Portugal é uma técnica com muito baixo potencial de utilização, dadas as condições climatéricas da localização geográfica em que se insere.

Outra técnica utilizada para fornecimento de calor à peça de betão é a inclusão de cabos aquecidos (por resistências eléctricas) na cofragem. É possível a inclusão do efeito destes cabos na modelação como aquecedores com eficácia unitária, e com uma intensidade de calor fictícia obtida em função da configuração geométrica dos cabos na cofragem.

3.6 Acoplamento modelo térmico / modelo de fluxo de humidade

A equação [3.11] foi deduzida tendo como base a Primeira Lei da Termodinâmica. Nos balanços de energia foi apenas considerada a contribuição da energia térmica, tendo-se desprezado a contribuição do transporte de energia pelos fluxos de humidade (nomeadamente evaporação e condensação). A principal razão para tal reside no facto da difusibilidade térmica ($k/\rho c$) do betão ser da ordem de $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, enquanto que a quantidade correspondente para o fluxo de humidade é da ordem de 10^{-10} a $10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (Jonasson 1994). Esta grande diferença em termos de ordem de grandeza de difusibilidade implica que as alterações de temperatura devidas a fluxos térmicos ocorrem bastante mais rapidamente do que as alterações de temperatura devidas a fluxos de humidade. Assim, e tendo também em conta que os gradientes de humidade nas peças de betão durante a hidratação não são suficientemente grandes para criarem fluxos significativos, justifica-se a não inclusão da componente de transporte de energia por fluxo de humidade no balanço de energia da Primeira Lei da Termodinâmica.

3.7 Acoplamento termo-mecânico

Durante a reacção de hidratação do cimento gera-se calor que terá efeitos sobre o próprio betão. Pode-se dizer que os fenómenos de transferência de calor têm influência sobre o comportamento estrutural da peça em betão, quer pelo facto de gerarem tensões (devidas à dilatação ou contracção do betão restringido), quer pelo facto de influenciarem a cinética da reacção de hidratação, o que condiciona a evolução das propriedades mecânicas do betão.

Por outro lado, se o campo de tensões que se gera na peça de betão levar à ocorrência de fendas, estas acabam por influenciar o campo de temperaturas devido à descontinuidade física que ocasionam (Khoury *et al.* 2002). Outro exemplo de influência do domínio mecânico sobre o térmico é a variação do coeficiente de convecção/radiação do betão quando há uma contracção térmica do betão que culmina na sua separação física da cofragem (Prato 1999).

A partir do exposto conclui-se que os fenómenos térmico e mecânico associados à hidratação estão acoplados, pelo que em rigor qualquer análise estrutural envolvendo esta reacção deveria considerar a interdependência entre os dois fenómenos. Na prática estes cálculos tornar-se-iam bastante complexos e demorados, pelo que é usual considerar a análise em duas fases, executando-se inicialmente o cálculo térmico, cujos resultados (campos de temperatura e graus de hidratação ao longo do tempo) funcionarão como dados para o cálculo mecânico (de Borst e van den Boogaard 1994; Eierle e Schikora 1999; Khoury *et al.* 2002; Prato 1999). Assim, é assumido que o acoplamento subjacente à análise é do tipo termo-mecânico, pois é considerada a influência do modelo térmico no mecânico, e desprezada a influência recíproca, sendo possível a formulação desacoplada dos modelos de transferência de calor.

3.8 Formulação da função de geração de calor Q

Descreve-se o processo que conduz à determinação da função Q que expressa o calor de hidratação libertado num betão em cura sob condições não adiabáticas, a partir do conhecimento das temperaturas sob as quais aquela decorre, e da curva do calor

gerado pela mistura em condições adiabáticas. Para a definição da função de geração de calor, será utilizada a metodologia descrita em Breugel (2001a).

Assuma-se que o processo de hidratação se inicia adiabaticamente (isto é, de acordo com a curva adiabática da mistura – ver Figura 3.13). Quando o calor se começa a dissipar para o exterior a velocidade da reacção de hidratação torna-se inferior àquela que se verificaria em condições adiabáticas. Assim a derivada $\dot{Q}$ da curva real de hidratação $Q(t)$ (também denominada por curva do processo) começa a desviar-se da curva adiabática – ver Figura 3.13.

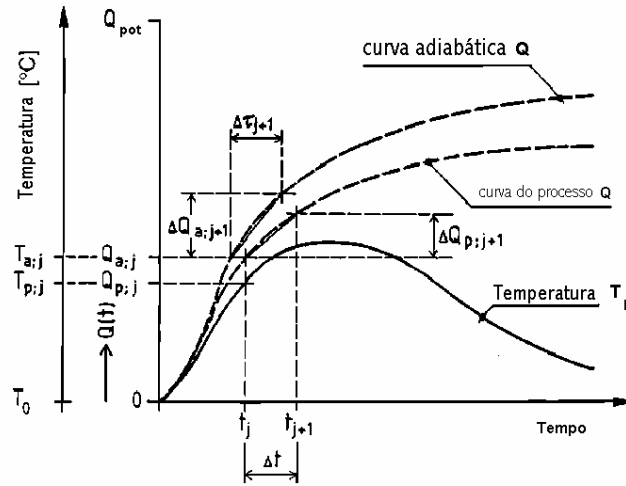


Figura 3.13 – Determinação da função de geração de calor na hidratação do betão

A metodologia para obtenção do calor gerado no incremento de tempo Δt entre dois instantes consecutivos t_j e t_{j+1} , e para um caso genérico, está resumida na Figura 3.13. No instante t_j seja designada por $T_{p;j}$ a temperatura no ponto p , e referencie-se por $Q_{p;j}$ a quantidade total de calor já libertado em p . Sendo conhecida a curva adiabática da mistura de betão, pretende-se determinar em t_{j+1} o incremento da quantidade de calor $\Delta Q_{p;j+1}$ gerada no referido ponto.

Se a reacção tivesse decorrido de forma adiabática até uma quantidade de calor idêntica a $Q_{p;j}$, a temperatura do sistema seria $T_{a;j}$, e o calor gerado no intervalo de tempo Δt seria dado por $\Delta Q_{a;j+1}$. Atendendo ao carácter adiabático da reacção, com base da equação [2.2] a temperatura $T_{a;j}$ é determinada através da relação

$$T_{a;j} = T_0 + \frac{Q_{p;j} C}{\rho c} \quad [3.39]$$

em que T_0 é a temperatura inicial da mistura, em K. Uma vez que a natureza termo-activada da reacção de hidratação é usualmente tida em consideração por

intermédio de uma Lei de Arrhenius, em forma discreta a quantificação de $\Delta Q_{a;j+1}$ é efectuada de acordo com a expressão

$$\frac{\Delta Q_{a;j+1}}{\Delta t} = A e^{-\frac{E_a}{R T_{a;j}}} \quad [3.40]$$

em que:

- E_a - energia de activação (J/mol)
- A - constante de proporcionalidade (1/s)
- R - constante universal dos gases perfeitos (8.314 J/mol K)

No entanto, como a reacção não se dá em condições adiabáticas, o incremento de calor realmente gerado $\Delta Q_{p;j+1}$ será inferior a $\Delta Q_{a;j+1}$, e de acordo com a Lei de Arrhenius pode ser quantificado como

$$\frac{\Delta Q_{p;j+1}}{\Delta t} = A e^{-\frac{E_a}{R T_{p;j}}} \quad [3.41]$$

A partir das equações [3.40] e [3.41] tem-se

$$\frac{\Delta Q_{a;j+1}}{\Delta Q_{p;j+1}} = \frac{e^{-\frac{E_a}{R T_{a;j}}}}{e^{-\frac{E_a}{R T_{p;j}}}} \quad [3.42]$$

e portanto

$$\Delta Q_{p;j+1} = \Delta Q_{a;j+1} e^{\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_{a;j}} - \frac{1}{T_{p;j}} \right)} \quad [3.43]$$

Assim, em forma discreta a taxa de geração de calor a considerar no processo e no intervalo de tempo $[t_j, t_{j+1}]$ será

$$\dot{Q}_{p;j+1} = \frac{\Delta Q_{p;j+1}}{\Delta t} \quad [3.44]$$

3.9 Tratamento numérico do problema térmico

3.9.1 Método dos Elementos Finitos

Para determinação do campo de temperatura gerado aquando da hidratação do cimento, e face à dificuldade (ou mesmo impossibilidade) de se obterem soluções

analíticas para as equações diferenciais descritivas do fenómeno na generalidade das aplicações práticas, recorre-se a ferramentas numéricas. A eleição do Método dos Elementos Finitos (MEF) como metodologia numérica para resolução do problema térmico associado à hidratação faz sentido, uma vez que se trata de uma técnica já bem conhecida, vulgarizada e dominada, permitindo posteriormente uma fácil interligação com a resolução do problema mecânico.

No presente trabalho a formulação necessária à modelação da transferência de calor em meios sólidos e regime variável é exposta no pressuposto de que as noções básicas no que diz respeito ao MEF em geral são conhecidas.

Para a discretização do campo de temperaturas através do MEF começar-se-á por definir a aproximação $T = N T^e$, em que N representa a matriz de interpolação e T^e designa as temperaturas nodais de um elemento finito (EF) envolvendo um domínio Ω_e . Relativamente às fronteiras, as condições de Newman/Robin (mista) referem-se ao fluxo de calor por convecção-radiação $\bar{q} = h(T - T_{ext})$ na direcção normal à fronteira correspondente, designada por Γ_q (T_{ext} representa a temperatura exterior); as condições de Dirichlet dizem respeito à prescrição da temperatura $\bar{T}$ ao longo da fronteira Γ_T .

Após alguma manipulação matemática, a forma fraca das equações de equilíbrio térmico correspondentes à equação [3.11] assume o aspecto (Cervera *et al.* 2002; Vila Real 1993):

$$\int_{\Omega_e} N^T \rho c \dot{T} d\Omega + \int_{\Omega_e} \nabla N^T k \nabla T d\Omega = \int_{\Omega_e} N^T \dot{Q} d\Omega - \int_{\Gamma_{q_e}} N^T \bar{q} d\Gamma_q \quad [3.45]$$

Procedendo a uma discretização temporal na qual seja considerada uma sequência de instantes separados por intervalos Δt , e adoptando um esquema “backward-Euler”, a derivada $\dot{T}_{n+1}$ num instante $t_{n+1} = t_n + \Delta t$ pode definir-se como

$$\dot{T}_{n+1} = (T_{n+1} - T_n) / \Delta t \quad [3.46]$$

Desta forma a relação [3.45], escrita no instante t_{n+1} , dá lugar à equação

$$\begin{aligned} \frac{1}{\Delta t} \left[\int_{\Omega_e} N^T \rho c N d\Omega \right] (T_{n+1}^e - T_n^e) + \left[\int_{\Omega_e} \nabla N^T k \nabla N d\Omega + \int_{\Gamma_{q_e}} N^T h N d\Gamma_q \right] T_{n+1}^e = \\ = \int_{\Omega_e} N^T \dot{Q} d\Omega + \int_{\Gamma_{q_e}} N^T h T_{ext} d\Gamma_q \quad [3.47] \end{aligned}$$

que pode ainda ser transformada no seguinte formato, adequado à implementação computacional:

$$\frac{1}{\Delta t} \mathbf{C}^e (\mathbf{T}_{n+1}^e - \mathbf{T}_n^e) + \mathbf{K}^e \mathbf{T}_{n+1}^e = \mathbf{F}_T^e + \mathbf{F}_Q^e \quad [3.48]$$

em que

$$\mathbf{C}^e = \int_{\Omega_e} \mathbf{N}^T \rho c \mathbf{N} d\Omega \quad [3.49]$$

$$\mathbf{K}^e = \int_{\Omega_e} \nabla \mathbf{N}^T k \nabla \mathbf{N} d\Omega + \int_{\Gamma_{q_e}} \mathbf{N}^T h \mathbf{N} d\Gamma_q \quad [3.50]$$

$$\mathbf{F}_T^e = \int_{\Gamma_{q_e}} \mathbf{N}^T h T_{ext} d\Gamma_q \quad [3.51]$$

$$\mathbf{F}_Q^e = \int_{\Omega_e} \mathbf{N}^T \dot{Q}_{n+1} d\Omega \quad [3.52]$$

Recorrendo aos procedimentos usuais de agrupamento das contribuições dos diversos EF obtêm-se as matrizes estruturais $\mathbf{C}$ e $\mathbf{K}$ e os vectores $\mathbf{F}_T$ e $\mathbf{F}_Q$ necessários à resolução pelo MEF do problema térmico decorrente da reacção de hidratação, isto é,

$$\left(\frac{\mathbf{C}}{\Delta t} + \mathbf{K} \right) \mathbf{T}_{n+1} = \mathbf{F}_T + \mathbf{F}_Q + \frac{\mathbf{C}}{\Delta t} \mathbf{T}_n \quad [3.53]$$

Tendo presente a natureza termo-activada da reacção de hidratação, e tal como evidenciado nas equações [3.43] e [3.44], a taxa de libertação de calor de hidratação $\dot{Q}$ depende da temperatura T , e portanto de acordo com [3.52] $\mathbf{F}_Q$ depende de $\mathbf{T}_{n+1}$, pelo que a equação [3.53] é de natureza não-linear. A resolução da equação [3.53], e a consequente determinação do campo de temperaturas $\mathbf{T}_{n+1}$, requer assim a utilização de um procedimento iterativo, nomeadamente o baseado na estratégia de Newton-Raphson.

3.10 Resolução de um problema 1D de propagação de calor

3.10.1 Formulação em diferenças finitas

Como forma de assegurar a correcta utilização do algoritmo de análise utilizado (DIANA), no contexto da presente dissertação foi elaborado um pequeno algoritmo para

simular a geração de calor de hidratação e a sua disseminação por condução numa peça de betão em condições 1D. Pelo seu valor pedagógico no que concerne à compreensão dos algoritmos utilizados nos cálculos, apresenta-se a formulação utilizada, baseada em diferenças finitas.

Trata-se da modelação do problema térmico para uma peça em betão isolada numa das faces horizontais (que poderá ser um eixo de simetria) – ver Figura 3.14 -, e com transmissão de calor para o exterior através da face horizontal não isolada. Em termos físicos este modelo adequa-se à descrição do comportamento de uma peça laminar de desenvolvimento infinito na direcção x , com condições fronteira idênticas nas faces inferior e superior, distanciadas de h .

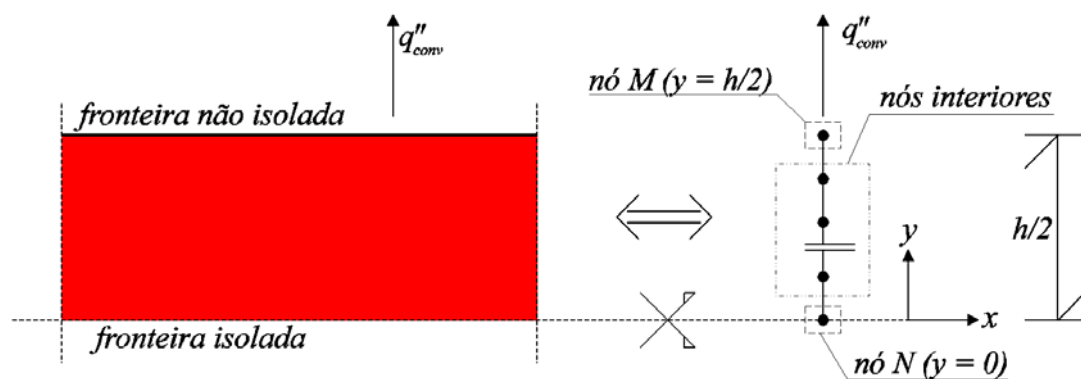


Figura 3.14 – Esquema da modelação através do algoritmo 1D

No método das diferenças finitas podem ser adoptadas formulações de tipo explícito ou implícito. Na formulação explícita as temperaturas nodais para um novo instante t_{n+1} são obtidas exclusivamente a partir das temperaturas referentes ao mesmo nó conhecidas no instante anterior t_n . Por outras palavras, a determinação da temperatura de um dado ponto é independente das temperaturas dos nós vizinhos para o mesmo instante. Esta é uma formulação fácil de implementar, tendo a característica indesejável de não ser incondicionalmente estável, pelo que se torna necessário controlar o tamanho da malha de elementos e os passos de tempo de forma a evitar problemas de convergência.

Na formulação implícita as temperaturas nodais dependem directamente das temperaturas nodais dos pontos vizinhos no mesmo instante. Este método é incondicionalmente estável, mas obriga à resolução simultânea das equações nodais de temperatura.

Optou-se pela implementação da formulação implícita, pois apesar de algoritmicamente mais complexa, é de aplicação computacional mais fácil e robusta. Utilizando o método das diferenças finitas na discretização espacial e temporal, e aplicando a Equação de Fourier [3.12] ao caso em questão, obtém-se:

$$\alpha_T \left. \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \right|_{n+l} + \frac{\alpha_T}{k} \dot{Q}|_{n+l} = \left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_{n+l} \quad (0 < x < L ; t > 0) \quad [3.54]$$

sendo as seguintes as condições fronteira

$$\begin{cases} \frac{dT}{dx} = 0 & \text{para } x = 0 \\ k \frac{dT}{dx} + h_L T = h_L T_\infty & \text{para } x = L \end{cases} \quad [3.55]$$

Recorrendo à notação T_n^i para designar a temperatura no instante n referente ao nó i , e aplicando diferenças finitas à equação [3.54] aplicada a um nó interior tem-se:

$$\frac{T_{n+l}^i - T_n^i}{\Delta t} = \alpha_T \frac{T_{n+l}^{i-1} - 2T_{n+l}^i + T_{n+l}^{i+1}}{(\Delta x)^2} + \frac{\alpha_T}{k} \dot{Q}_{n+l}^i \quad [3.56]$$

equação que também pode ser escrita na forma:

$$T_n^i + \frac{\alpha_T \Delta t}{k} \dot{Q}_{n+l}^i = -r T_{n+l}^{i-1} + (1 + 2r) T_{n+l}^i - r T_{n+l}^{i+1} \quad [3.57]$$

em que
$$r = \frac{\alpha_T \Delta t}{(\Delta x)^2} \quad [3.58]$$

Da mesma forma, proceder-se-á à formulação em diferenças finitas das condições fronteira. De acordo com [3.55], para $y=h/2$ (nó M), a condição fronteira pode ser traduzida da seguinte forma:

$$k \frac{T_{n+l}^{M+1} - T_{n+l}^{M-1}}{2 \Delta x} = h_L (T_\infty - T_{n+l}^M) \quad [3.59]$$

Resolvendo [3.59] em ordem a T_{n+l}^{M+1} e substituindo em [3.57] (com $M=i$), obtém-se:

$$T_n^M + \frac{\alpha_T \Delta t}{k} \dot{Q}_{n+l}^M = -2r T_{n+l}^{M-1} + (1 + 2r \beta_L) T_{n+l}^M - 2r \gamma_L \quad [3.60]$$

$$\text{com} \quad \beta_L = 1 + \frac{h_L \Delta x}{k} \quad [3.61]$$

$$\gamma_L = \frac{\Delta x h_L}{k} T_\infty \quad [3.62]$$

No que diz respeito à condição fronteira para $y=0$ (nó N), também de acordo com [3.55] resulta

$$\frac{T_{n+1}^{N+1} - T_{n+1}^{N-1}}{2 \Delta x} = 0 \Leftrightarrow T_{n+1}^{N+1} = T_{n+1}^{N-1} \quad [3.63]$$

Substituindo [3.63] em [3.57] (com $N=i$) obtém-se:

$$T_n^N + \frac{\alpha_T \Delta t}{k} \dot{Q}_{n+1}^N = (1 + 2r) T_{n+1}^N - 2r T_{n+1}^{N+1} \quad [3.64]$$

Para solução das equações [3.57], [3.60] e [3.64] recorrer-se-á a uma formulação matricial, que para a situação presente toma a forma (exemplo para o caso de 7 nós):

$$\begin{bmatrix} (1+2r) & -2r & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -r & (1+2r) & -r & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -r & (1+2r) & -r & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -r & (1+2r) & -r & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -r & (1+2r) & -r & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -r & (1+2r) & -r \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2r & (1+2r\beta_L) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T_{n+1}^1 \\ T_{n+1}^2 \\ T_{n+1}^3 \\ T_{n+1}^4 \\ T_{n+1}^5 \\ T_{n+1}^6 \\ T_{n+1}^7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T_n^1 + \frac{\alpha \Delta t}{(\Delta x)^2} \dot{Q}_{n+1}^1 \\ T_n^2 + \frac{\alpha \Delta t}{(\Delta x)^2} \dot{Q}_{n+1}^2 \\ T_n^3 + \frac{\alpha \Delta t}{(\Delta x)^2} \dot{Q}_{n+1}^3 \\ T_n^4 + \frac{\alpha \Delta t}{(\Delta x)^2} \dot{Q}_{n+1}^4 \\ T_n^5 + \frac{\alpha \Delta t}{(\Delta x)^2} \dot{Q}_{n+1}^5 \\ T_n^6 + \frac{\alpha \Delta t}{(\Delta x)^2} \dot{Q}_{n+1}^6 \\ T_n^7 + \frac{\alpha \Delta t}{(\Delta x)^2} \dot{Q}_{n+1}^7 + 2r\gamma_L \end{bmatrix} \quad [3.65]$$

Como se pode observar, nesta equação existem termos com índice $n+1$ no segundo membro. Estes termos correspondem ao calor gerado pela reacção de hidratação, e o seu valor depende do valor das temperaturas no instante t_{n+1} . Este facto evidencia o carácter não-linear do processo, que requer a utilização de métodos de solução do tipo iterativo, como por exemplo o método de Newton-Raphson. No caso particular do algoritmo desenvolvido para condições 1D foi utilizado um método iterativo de aproximações sucessivas, resolvendo recursivamente o sistema de equações com base na solução da iteração anterior, até satisfação de um critério de convergência baseado na variação da solução entre duas iterações consecutivas.

3.11 Exemplo comparativo DIANA versus algoritmo 1D

Para comparação dos resultados obtidos através do DIANA e do algoritmo 1D implementado que acaba de ser descrito, foi elaborado um exemplo que consiste numa peça de betão cuja geometria se apresenta na Figura 3.15. Procedeu-se à análise térmica da peça através das duas referidas ferramentas numéricas.

No DIANA a discretização foi efectuada com recurso a elementos finitos de 4 nós, adoptando 2x2 pontos de integração nos nós. Para a fronteira convectiva P2-P3 descrita na Figura 3.15 foi utilizado um elemento finito linear de 2 nós com 2 pontos de integração. A discretização adoptada encontra-se representada na Figura 3.16.

No algoritmo 1D implementado foi feita uma discretização espacial de 6 nós para aplicação do método das diferenças finitas.

No que diz respeito às condições fronteira do problema térmico, são impedidas as trocas de calor com o exterior em P1-P2, P3-P4 e P1-P4, permitindo-se apenas a troca de calor com o exterior (à temperatura de 10°C) através da fronteira P2-P3, de acordo com o apresentado na Tabela 3.6, onde também são apresentadas as propriedades térmicas do betão necessárias a esta análise. A curva de evolução da temperatura em condições adiabáticas do betão é apresentada na Figura 3.17.

No domínio do tempo foi analisado um período total de 800000s, dividido em incrementos de 800s.

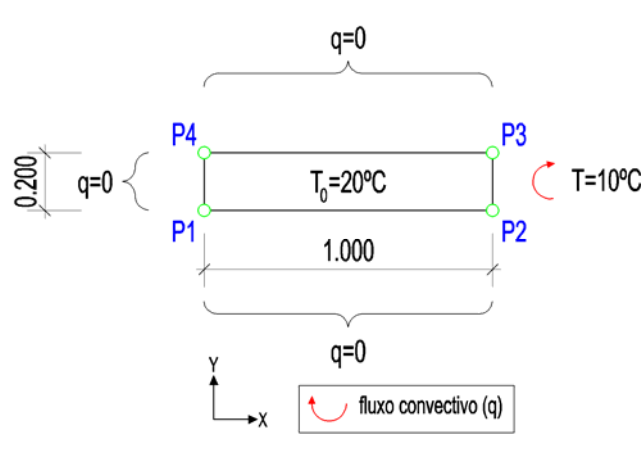


Figura 3.15 – Geometria da peça de betão

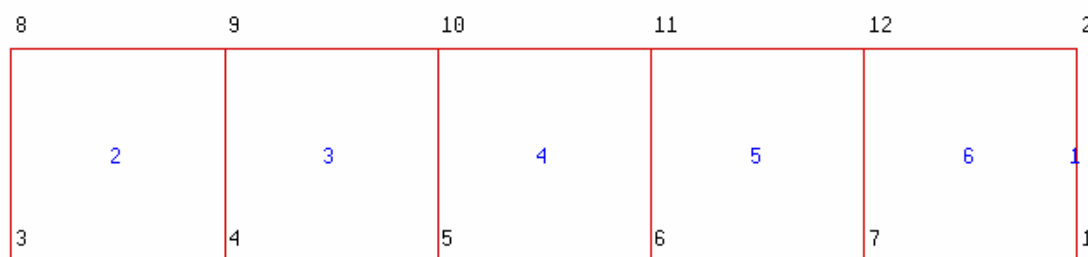


Figura 3.16 – Malha de elementos finitos

Tabela 3.6 – Propriedades térmicas do betão

Condutibilidade térmica (W/m K)	$k = 1.8$
Calor específico (J/m ³ K)	$c = 2242$
Coeficiente de convecção P2-P3 (W/m ² K)	$h = 5.6$
Energia de activação aparente (kJ/mol)	50

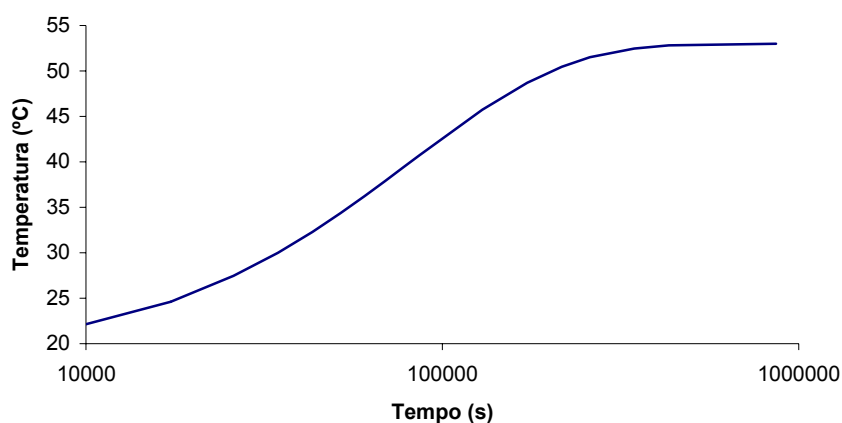


Figura 3.17 – Evolução da temperatura em condições adiabáticas

Resultados

Em termos de resultados as soluções obtidas por intermédio das duas estratégias de análise revelaram-se bastante coerentes entre si. Na Figura 3.18 podem ser observados mapas de evolução da temperatura obtidos pelo DIANA para alguns instantes seleccionados. Na Figura 3.19 apresenta-se um gráfico comparativo da evolução de temperaturas registadas na peça para os nós 3 ($x=0$), 4($x=0.2$), 5($x=0.4$),

6($x=0.6$), 7($x=0.8$) e 1 ($x=1.0$) da Figura 3.16. Consta-se a concordância das previsões fornecidas pelas duas metodologias de análise a partir dos 200000s (cerca de 56 h), período esse que corresponde à fase de arrefecimento. Na fase de aquecimento verifica-se uma pequena discrepância entre os dois modelos, que poderá ser explicada pelas abordagens ligeiramente diferentes do tratamento da função geradora de calor (a nível de implementação). Na Figura 3.20 documenta-se a evolução do grau de hidratação no nó 4 ($x=0.2\text{m}$) para as duas estratégias de análise, constatando-se uma ligeira diferença na fase inicial, tal como já reportado para a Figura 3.19.

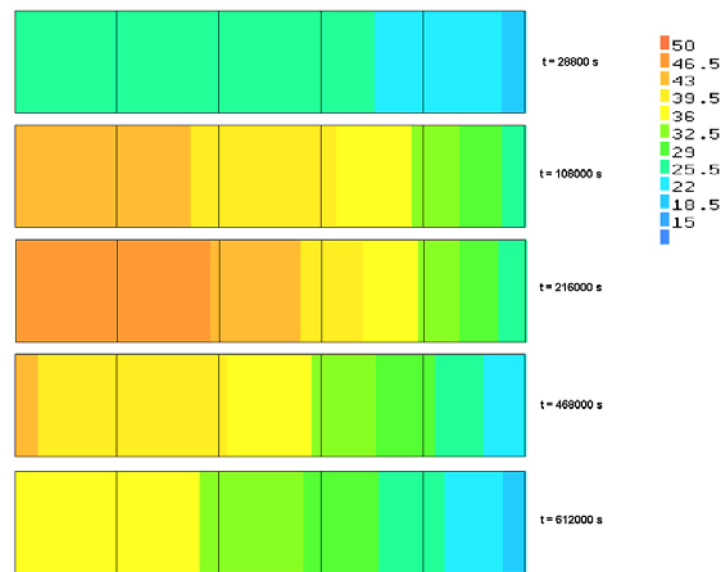


Figura 3.18 – Mapas de evolução da temperatura (DIANA)

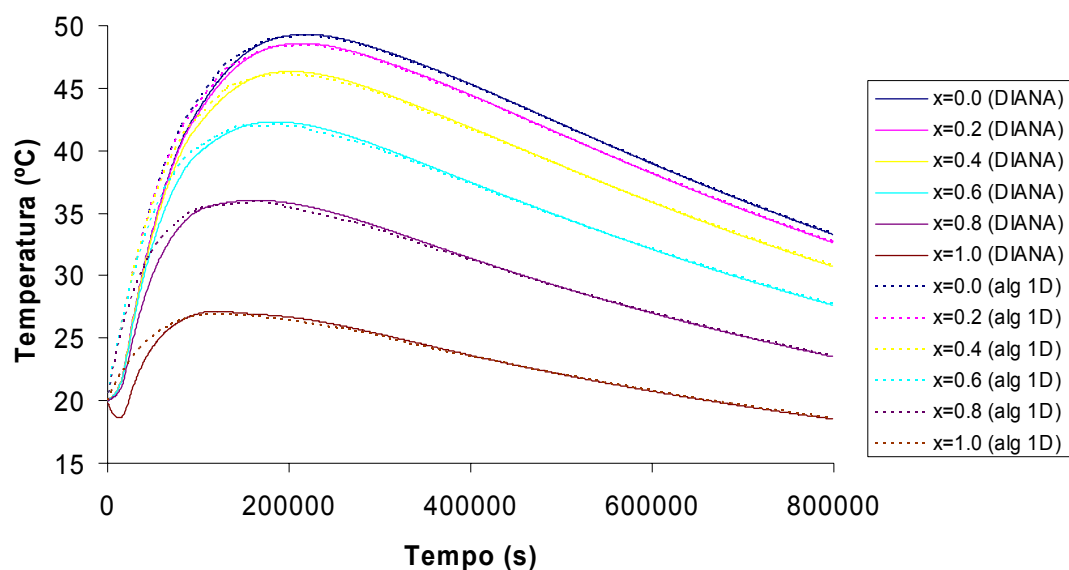


Figura 3.19 – Comparação da evolução das temperaturas DIANA *versus* algoritmo 1D

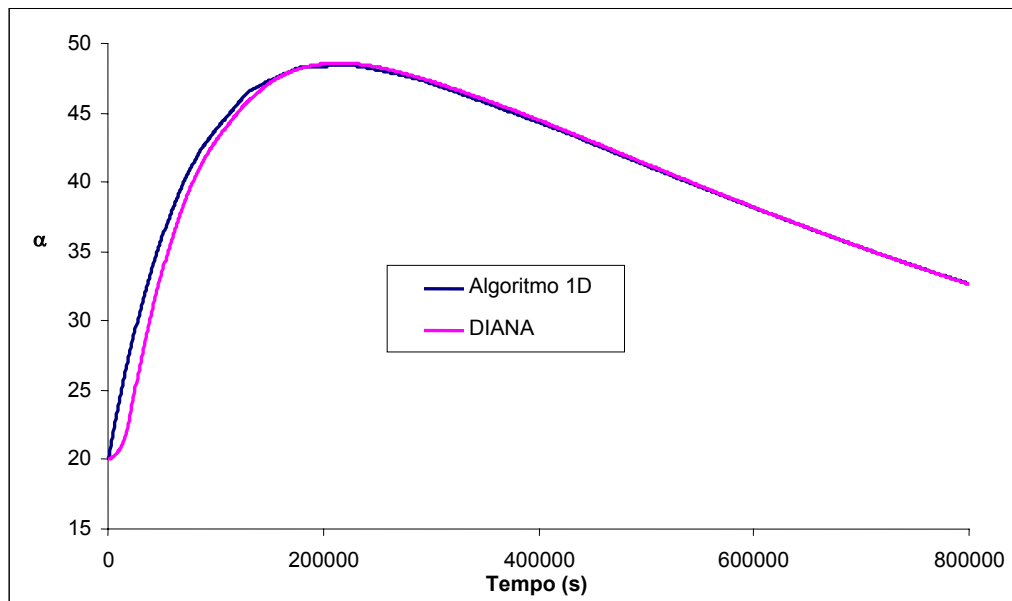


Figura 3.20 – Comparação da evolução do grau de hidratação para $x=0.2m$

Paralelamente foram efectuados ensaios comparativos entre as duas metodologias sobre a mesma geometria, mas considerando as seguintes alterações:

- ausência de geração interna de calor;
- temperatura inicial da peça de 80°C ;
- temperatura exterior de 0°C ;
- período de análise limitado aos 80000s.

Esta segunda série de análises tinha como objectivo confirmar o facto de a diferença entre os resultados das duas metodologias ser devida a questões relacionadas com a geração interna de calor. Apresenta-se na Figura 3.21 um gráfico comparativo análogo ao apresentado na Figura 3.19. Constata-se a perfeita coerência entre os resultados obtidos pelas duas metodologias, confirmando-se a justificação anteriormente adiantada para as diferenças verificadas.

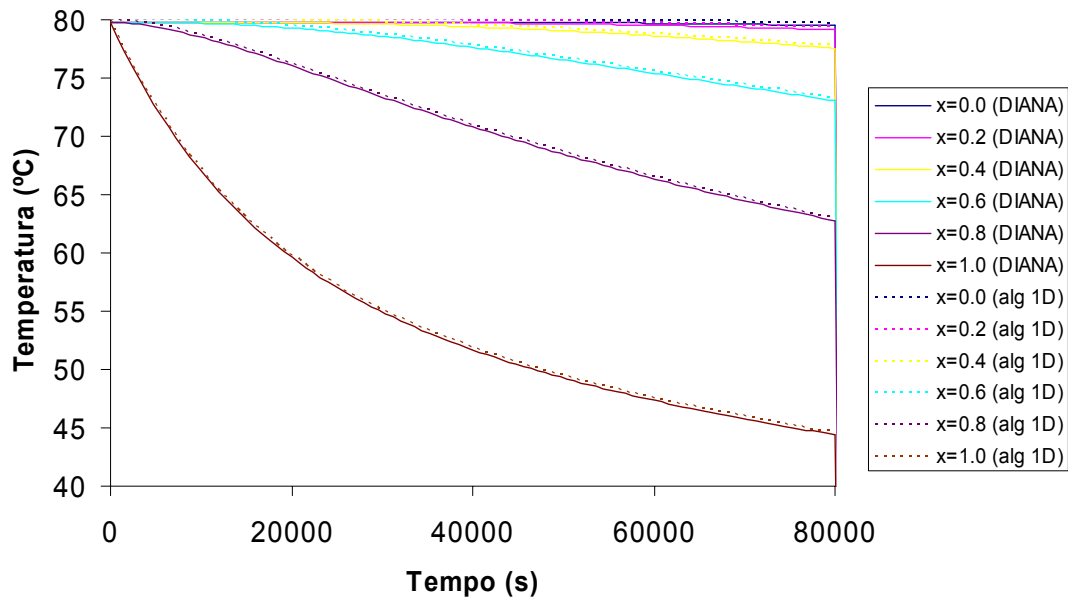


Figura 3.21 – Comparação da evolução das temperaturas DIANA *versus* algoritmo 1D (sem geração interna de calor)

Tendo em conta a coerência encontrada entre os resultados obtidos para os exemplos apresentados, consideram-se mutuamente validadas as duas metodologias, quer no que diz respeito a aspectos teóricos de implementação, quer no que diz respeito a eventuais problemas na introdução de dados. O objectivo fundamental destas comparações, que se considera atingido, foi a compreensão do funcionamento das ferramentas de cálculo e o ganho de confiança nos resultados obtidos.

4 PROBLEMA MECÂNICO

4.1 Introdução

A partir dos resultados obtidos através do modelo térmico (campo de temperaturas e graus de hidratação ao longo período de tempo em análise), pode proceder-se à análise mecânica da estrutura de betão, com vista à determinação das deformações internas e correspondentes tensões (ou esforços). Nesta análise é necessário fazer intervir o carácter evolutivo das propriedades mecânicas do betão, os fenómenos de viscoelasticidade (fluência ou relaxação), as restrições exteriores e as deformações impostas (retracção), entre outros aspectos.

A quantificação da evolução das propriedades do betão é um assunto essencial no que se refere às análises mecânicas. É do senso comum a noção de que betonagens a temperaturas da ordem dos 20°C proporcionam tempos de presa inferiores e ganhos de resistência mais rápidos do que acontece em betonagens a temperaturas baixas, da ordem dos 0°C. A partir de raciocínios deste tipo compreende-se facilmente que a variável tempo (idade) não é, por si só, suficiente para caracterizar a evolução das propriedades do betão. Para esse efeito são apresentadas neste capítulo duas metodologias alternativas que permitem a contabilização simultânea dos efeitos do tempo e do historial de temperaturas: uma baseada no conceito de grau de hidratação e a outra baseada no conceito de maturidade.

Pretende-se neste capítulo esclarecer de forma sistemática os conceitos relativos às especificidades das análises mecânicas requeridas para a modelação do betão nas primeiras idades.

4.2 Acoplamento com o modelo térmico

Conforme já foi explanado no capítulo anterior, o modelo térmico é suposto desacoplado do modelo mecânico, mas o inverso não é verdadeiro. A análise térmica é realizada numa primeira fase, após o que os respectivos resultados (distribuições da temperatura e do grau de hidratação) constituem dados para a análise mecânica subsequente. Pelo facto de se realizarem duas análises distintas sobre a mesma geometria e existir transmissão de informação entre as duas análises, é necessário ter em conta algumas particularidades (de Borst e van den Boogaard 1994), pois devido à natureza diferente dos fenómenos são utilizadas discretizações e tipos de elementos finitos distintos nos dois modelos referidos (as análises mecânicas são mais exigentes no que diz respeito ao grau das funções de forma dos elementos finitos). Para além deste facto, na análise térmica as temperaturas são calculadas nos nós, enquanto que na análise mecânica as deformações e tensões são determinadas nos pontos de Gauss. Pelos motivos enunciados, é necessário proceder à interpolação da temperatura e do grau de hidratação dos nós da malha utilizada na análise térmica para os pontos de Gauss da malha adoptada para a análise mecânica.

4.3 Lei de Arrhenius e energia de activação

Para compreensão dos conceitos de grau de hidratação e maturidade que serão apresentados adiante, é importante o esclarecimento de alguns aspectos relacionados com a lei de Arrhenius. A ideia base da sua formulação está relacionada com a necessidade de explicar o motivo pelo qual as reacções químicas, em geral, não se dão instantaneamente quando os reagentes são postos em contacto (sabendo que os produtos de reacção correspondem a um nível de energia inferior) (Carino e Lew 2001). Antes do

nível de energia inferior ser atingido, os reagentes deverão ter energia suficiente para ultrapassar a barreira energética que separa os estados reagente/produto de reacção[†].

Em sistemas constituídos por moléculas estas estão em constante movimento, transferindo energia entre si à medida que colidem. Algumas moléculas adquirem energia suficiente para ultrapassarem a mencionada barreira energética, formando produtos de energia inferior. À medida que o sistema é aquecido o movimento das moléculas é mais intenso, havendo probabilidade de um maior número de moléculas ultrapassarem a dita barreira, o que vai ditando a aceleração da reacção. A utilização da lei de Arrhenius está bastante vulgarizada no domínio da química, descrevendo a cinética de reacções químicas em função da temperatura a que estão sujeitas. No caso da hidratação do betão, a lei de Arrhenius pode ser formulada da seguinte forma (D'Aloia 2001):

$$K(T) = A e^{-\frac{E_a}{RT}} \quad [4.1]$$

em que

- $K(T)$ - derivada em ordem ao tempo do parâmetro de reacção à temperatura T (este parâmetro pode ser o grau de hidratação, a taxa de libertação de calor ou o ganho de resistência mecânica)
- A - constante de proporcionalidade (1/s), relacionada com a probabilidade das moléculas se encontrarem em posição adequada para a reacção
- R - constante universal dos gases perfeitos (8.314 J/mol K)
- E_a - energia de activação aparente do betão (J/mol)

A equação de Arrhenius foi formulada a partir de observações experimentais, tendo como âmbito de aplicação reacções químicas simples. No caso da hidratação do betão trata-se de uma multiplicidade de reacções simultâneas e interdependentes, pelo que é prudente a designação de *aparente* para a energia de activação. De acordo com

[†] Uma analogia física do dia-a-dia é a seguinte: imagine-se um objecto pousado na borda de uma mesa. Se estivesse no chão, o seu estado de energia seria inferior; no entanto, terá que ser empurrado (isto é, terá que lhe ser fornecida energia) de cima da mesa até uma posição de falta de apoio para que caia ao chão por efeito da gravidade (isto é, para que passe de um estado de energia superior para um estado de energia inferior).

resultados experimentais, a aglutinação de todas as reacções químicas envolvidas na hidratação do betão numa “reacção global simplificada” tem conduzido a resultados bastante satisfatórios, pelo que se considera uma premissa válida no âmbito macroscópico (Torrenti 1992).

A energia de activação aparente E_a representa, portanto, a sensibilidade da mistura do betão à temperatura: quanto maior for o respectivo valor, mais sensível será a reacção de hidratação a uma variação de temperatura. O valor da energia de activação aparente deverá ser determinado por via experimental, sendo admissível a adopção de valores de referência para tipos de cimento já ensaiados, desde que não haja inclusão de adjuvantes ou aditivos minerais (D'Aloia 2001). A determinação experimental do valor da energia de activação aparente é feita com auxílio de ensaios calorimétricos como os descritos no Subcapítulo 2.3.1, nomeadamente adiabáticos (Broda *et al.* 2002; D'Aloia 2001; Morabito 2001a). Como valores de referência para a energia de activação aparente podem ser utilizados as seguintes relações (Chengju 1989; Morabito 1998):

$$\frac{E_a}{R} = \begin{cases} 4000 \text{ (K)} & , T \geq 20^\circ \text{C} \\ 4000 + 175 (20 - T) \text{ (K)} & , T < 20^\circ \text{C} \end{cases} \quad \text{(cimentos Portland)} \quad [4.2]$$

$$\frac{E_a}{R} = 6000 \text{ (K)} \quad \text{(cimentos de escórias)} \quad [4.3]$$

Estes valores deverão ser tomados como meramente indicativos, uma vez que se verifica uma forte dependência da energia de activação aparente quer do tipo de cimento, quer do local de fabrico.

Um outro aspecto relacionado com a caracterização da energia de activação aparente é o facto de esta não ser constante ao longo das várias etapas de hidratação do cimento; no entanto, considera-se plausível a consideração de um valor constante nas análises de betão jovem, admitindo-se também a hipótese simplificativa de não existir dependência de E_a em relação à temperatura do betão (D'Aloia 2001).

4.4 Grau de hidratação e maturidade

Os processos de hidratação que ocorrem durante a fase de endurecimento do betão nas primeiras idades dependem de uma multiplicidade de factores que afectam a velocidade de hidratação. Entre outros podem ser mencionados aspectos como a composição do clínquer, a finura do cimento, a relação água/cimento, a presença de adjuvantes e a temperatura ambiente.

Têm sido feitas tentativas de relacionar as propriedades do betão com a microestrutura do cimento e com a estrutura porosa do betão, algumas das quais registaram bons resultados. Estas metodologias ainda se encontram em evolução, pelo que no estágio actual de desenvolvimento ainda não permitem de forma eficaz proceder às caracterizações a que se destinam. Assim, hoje em dia é comum a adopção de métodos indirectos para relacionamento das propriedades do betão com o desenvolvimento da respectiva microestrutura (Breugel 2001a).

Numa perspectiva macroscópica está generalizada a utilização de dois conceitos distintos para quantificação do desenvolvimento das propriedades do betão: o conceito de grau de hidratação e o conceito de maturidade.

O grau de hidratação é um parâmetro compreendido entre 0 e 1, que descreve o avanço do processo de hidratação. A partir do grau de hidratação é possível estabelecer correlações com as propriedades do betão (mecânicas, térmicas, etc.).

De acordo com o conceito de maturidade são tidos em conta os efeitos simultâneos do tempo e da temperatura. Segundo este conceito assume-se existir uma relação unívoca entre as propriedades do betão e a maturidade.

4.4.1 Grau de hidratação

A evolução das propriedades dos materiais cimentícios está ligada ao desenvolvimento da microestrutura, que compreende as partículas de cimento (hidratadas ou não), bem como um sistema poroso preenchido por ar e água. Para uma dada mistura a quantidade de produtos de hidratação formados, bem como a evolução da porosidade, são função do grau de hidratação α . No instante em que todas as partículas de cimento terminam a reacção de hidratação considera-se que é atingida a hidratação completa. Assim, uma possível definição do grau de hidratação é:

$$\alpha(t) = \frac{\text{quantidade de cimento que já reagiu no instante } t}{\text{quantidade total de cimento no instante } t = 0} \quad [4.4]$$

Para a determinação directa do grau de hidratação são utilizados métodos de difracção de raios X. Uma vez que estes são métodos bastante sofisticados e pouco disponíveis para aplicações de engenharia civil, são frequentemente utilizadas abordagens alternativas de medição de outras grandezas que permitem a obtenção de boas aproximações do grau de hidratação (Breugel 1991), nomeadamente: a quantidade de calor libertado, a quantidade de água quimicamente ligada, a retracção química, a quantidade de Ca(OH)_2 , a superfície específica da pasta de cimento e a resistência e as propriedades dieléctricas da pasta de cimento. Os valores do grau de hidratação obtidos pelas diferentes metodologias são quase idênticos, pelo que é usual a utilização do conceito de grau de hidratação sem referência ao método de obtenção dessa grandeza (Torrenti 1992).

Das abordagens enumeradas, a mais utilizada é a que procede à quantificação do grau de hidratação a partir da quantidade de calor libertado, assumindo-se uma relação linear do tipo:

$$\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q_{pot}} \quad [4.5]$$

em que

$Q(t)$ - quantidade de calor libertada até ao instante t

Q_{pot} - quantidade de calor potencialmente libertável em caso de hidratação completa do cimento

A entidade Q_{pot} pode ser encarada como um valor potencial, uma vez que em muitos casos a hidratação total não é atingida. Mesmo nos casos em que existe água suficiente para hidratar todas as partículas de cimento, a distribuição das partículas de água em relação às partículas de cimento poderá não ser a ideal para que ocorra a hidratação total. A crescente densificação da malha estrutural de cimento hidratado desacelera a reacção, podendo impedir o acesso de água em excesso de zonas plenamente hidratadas a outras zonas em que a hidratação não se completa por insuficiência de água. Baseada em observações experimentais foi estabelecida a

equação fenomenológica de Mills para o máximo grau de hidratação de uma mistura em função da sua relação água/cimento (Breugel 1991):

$$\alpha_{m\acute{a}x} = \frac{1.031 w/c}{0.194 + w/c} \quad [4.6]$$

Da observação da Figura 4.1, que reproduz a equação [4.6], constata-se que maiores relações w/c conduzem a valores mais elevados do grau de hidratação máximo. No entanto este facto não implica que o betão atinja propriedades mecânicas superiores com maiores relações w/c , uma vez que estas conduzem a maiores porosidades, e portanto apesar da reacção química ser mais completa, o facto de a microestrutura ser mais porosa acaba por conduzir frequentemente a resistências inferiores (De Schutter e Kovler 2001a). Deverá ser ponderado o equilíbrio entre estes dois factos na concepção da mistura.

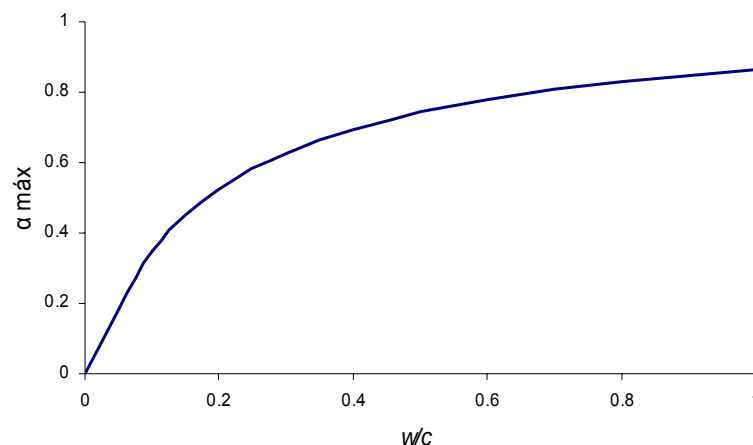


Figura 4.1 – Representação gráfica da equação [4.6]

Naturalmente, a validade da equação [4.6] terá que ser criteriosamente limitada, uma vez que o grau máximo de hidratação depende de outros factores, como a finura do cimento e a temperatura de cura (Breugel 1991).

Na Figura 4.2 encontra-se a representação esquemática da aplicação do conceito de grau de hidratação: a partir da curva adiabática de uma dada mistura (ver Capítulo 2), e da curva $T-t$ dessa mistura numa hipotética aplicação (ambos representados na parte superior da Figura 4.2), é possível a obtenção do grau de hidratação utilizando as técnicas descritas no Capítulo 3 e a relação [4.5] (zona intermédia da Figura 4.2). A partir de relações predefinidas do grau de hidratação com as propriedades mecânicas

(parte inferior da Figura 4.2), é possível proceder à caracterização mecânica do betão em estudo durante o processo de hidratação.

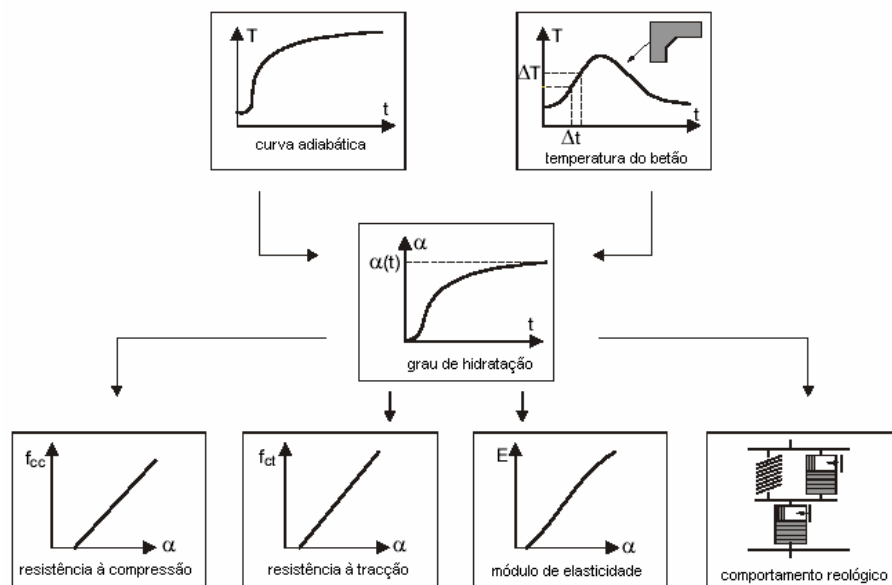


Figura 4.2 – Representação esquemática da aplicação do conceito de grau de hidratação (Beek 2000)

4.4.2 Maturidade

O conceito da maturidade foi formulado pela primeira vez em 1951 por Saul (Carino e Lew 2001), e pode expressar-se da seguinte forma:

“...betões com a mesma mistura e com o mesmo grau de maturidade têm a mesma resistência, qualquer que tenha sido a combinação de tempo e temperatura para atingir esse grau de maturidade”.

Desde então a formulação do conceito de maturidade evoluiu, mas o princípio base acima enunciado manteve-se. A expressão analítica do conceito de maturidade actualmente mais utilizada pode ser expressa como (D'Aloia 2001):

$$M(t, T) = \int_0^t K(T(\tau)) d\tau \quad [4.7]$$

em que

$M(t, T)$ - maturidade para a idade t e história de temperaturas $T(\tau)$, $\tau \in [0, t]$

$T(\tau)$ - temperatura

$K(T)$ - parâmetro de reacção à temperatura T , determinável de acordo com a equação [4.1]

Estreitamente relacionado com a maturidade utiliza-se frequentemente o conceito de *idade equivalente*, que representa a idade de cura à temperatura de referência (20°C) que resultaria na mesma resistência (ou hidratação, ou calor gerado) obtida sob as reais condições de cura (a temperaturas variáveis ou diferentes de 20°C). Por outras palavras, a idade equivalente de um betão com maturidade M , e sob determinadas condições de cura em obra, corresponde à idade em que a referida maturidade M seria atingida para esse betão num ensaio isotérmico conduzido a 20°C .

Para melhor compreensão do conceito de idade equivalente elabora-se um raciocínio apoiado na Figura 4.3.

1. Suponha-se que para uma mesma mistura são conhecidas as curvas de evolução de resistência à compressão do betão em função da sua idade para duas temperaturas de cura: temperatura de referência ($T_{ref}=20^{\circ}\text{C}$) e temperatura arbitrária ($T_{arb}>T_{ref}$).
2. Se para o instante t_1 da mistura à temperatura de referência for determinada a resistência à compressão, e se se fizer a correspondência dessa resistência a um instante da curva T_{arb} , obtém-se t_2 . Diz-se então que a idade equivalente da mistura à temperatura T_{arb} no instante t_2 é t_1 (ou seja, uma vez que na hipótese esquematizada na Figura 4.3 a mistura à temperatura T_{arb} foi sujeita a temperaturas mais elevadas que a mistura de referência, o ganho de resistência deu-se mais rapidamente, pelo que a respectiva idade equivalente é superior à sua idade real ($t_1>t_2$)).

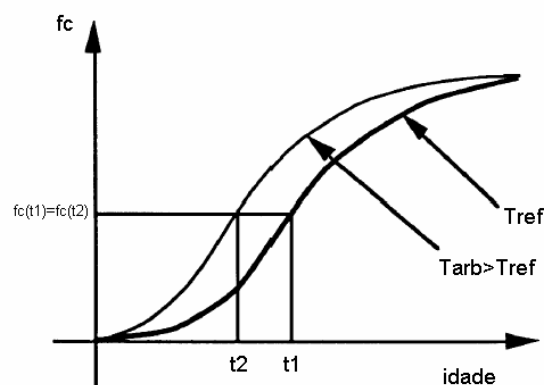


Figura 4.3 – Conceito de idade equivalente

No exemplo da Figura 4.3 considerou-se que T_{arb} tinha valor constante, mas o conceito de idade equivalente é aplicável a um historial de temperaturas qualquer. Para deduzir a expressão da idade equivalente considere-se a seguinte relação, directamente resultante de [4.7]:

$$M(t, T) = \int_0^t K(T(\tau)) d\tau = \int_0^{t_{eq}} K(T_{ref}) d\tau = M(t_{eq}, T_{ref}) = K(T_{ref}) t_{eq} \quad [4.8]$$

em que

- t_{eq} - idade equivalente à temperatura T_{ref} (usualmente 20°C)
 $M(t_{eq}, T_{ref})$ - maturidade do betão à idade t_{eq} e temperatura de referência T_{ref}

A idade equivalente pode então ser expressa como

$$t_{eq} = \int_0^t \frac{K(T(\tau))}{K(T_{ref})} d\tau \quad [4.9]$$

e de acordo com [4.1]

$$t_{eq} = \int_0^t e^{-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T(\tau)} - \frac{1}{T_{ref}} \right)} d\tau \quad [4.10]$$

A partir desta equação deduz-se facilmente a expressão preconizada no MC90 para a idade equivalente: aproximando o integral por somatórios, definindo as temperaturas em graus Celsius, e considerando $\frac{E_a}{R} = 4000\text{K}$ (estimativa de acordo com [4.2]), resulta:

$$t_{eq} \approx \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{-4000 \left(\frac{1}{273 + T(\Delta t_i)} - \frac{1}{273 + 20} \right)} \approx \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{\left(13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0} \right)} \quad [4.11]$$

em que n designa o número de incrementos Δt em que o intervalo de tempo é dividido, e $T(\Delta t_i)$ representa a temperatura média no intervalo Δt_i .

Na Figura 4.4 procede-se à representação esquemática do processo de utilização do método da maturidade: seleccionado o instante t_2 , com base no historial de temperaturas (Figura 4.4a) e na equação [4.10] obtém-se a idade equivalente da mistura (Figura 4.4b), a partir da qual, em conjunto com as curvas de referência a 20°C, são estimadas as propriedades mecânicas do betão (Figura 4.4c).

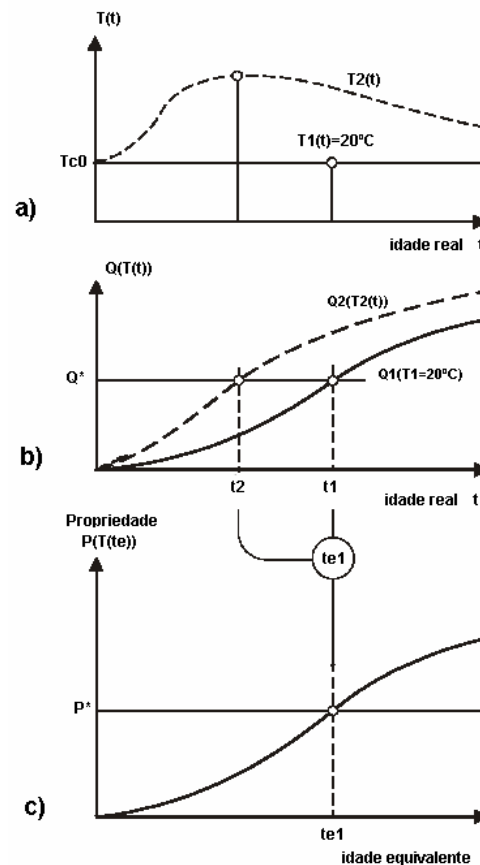
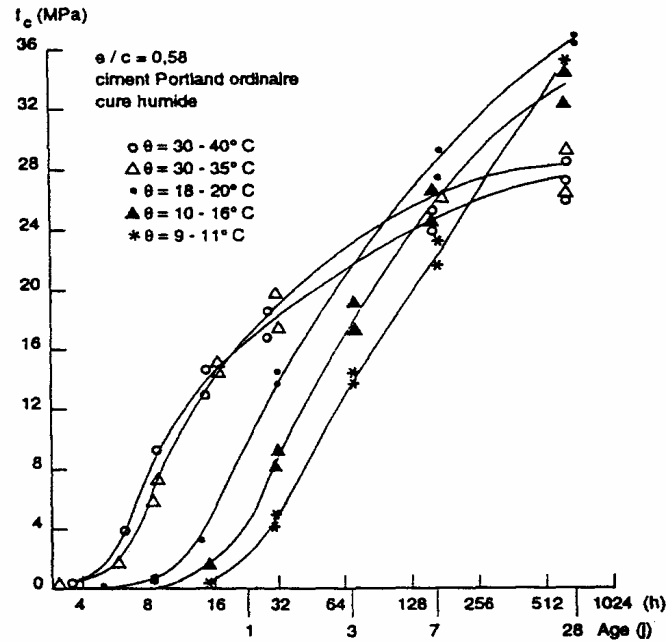


Figura 4.4 – Processo de utilização do método da maturidade (Sule 2003)

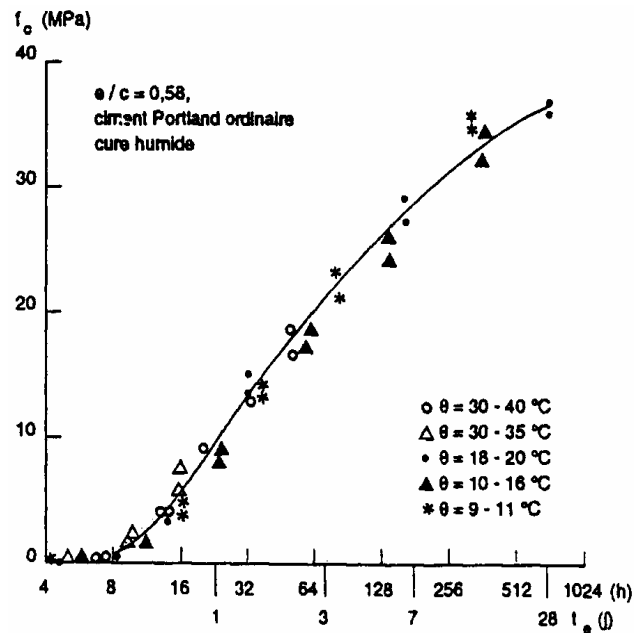
Para utilização prática em obra do conceito da maturidade existem comercialmente diversos equipamentos (“maturity meters”) capazes de monitorizar as temperaturas das peças de betão em vários pontos, permitindo a partir do conhecimento prévio da curva de referência a 20°C da mistura aplicada, estimar as correspondentes idades equivalentes, e logo as propriedades mecânicas do betão em diferentes idades. Assim, existe a possibilidade de tomar decisões fundamentais relativas à remoção de cofragens e de escoramentos, ou de aplicação de pré-esforço, tendo em conta dados concretos do betão em obra.

Na Figura 4.5a representa-se a evolução da resistência de uma dada mistura de betão quando sujeita a diferentes temperaturas de cura: observa-se facilmente a influência marcante da temperatura na forma da curva de evolução da resistência à compressão, bem como sobre o valor da resistência final. Na Figura 4.5b mostra-se o gráfico correspondente ao anterior, construído com base no conceito da idade equivalente. Ao comparar os dois gráficos estão patentes as possibilidades inerentes à aplicação do método da maturidade na previsão da evolução das propriedades

mecânicas do betão sujeito a um historial de temperaturas qualquer, tomando como base as correspondentes curvas de referência (a temperaturas conhecidas).



a)



b)

Figura 4.5 – Evolução da resistência em função da idade (equivalente/absoluta) (Torrenti 1992)

4.5 Propriedades evolutivas do betão

Qualquer que seja o tipo de abordagem à modelação do betão jovem, é sempre necessário ter em conta o facto de se tratar de uma análise de um material cujas propriedades estão em constante evolução, como consequência das reacções de hidratação que se dão no seu seio. Assim, quer seja no âmbito da previsão do comportamento estrutural, quer seja no âmbito da verificação experimental, é necessário conhecer as leis de variação das diversas propriedades, distinguindo-se na bibliografia duas metodologias principais: o método do grau de hidratação e o método da maturidade. Os conceitos associados a ambos os métodos já foram descritos anteriormente, procedendo-se de seguida à descrição da evolução das propriedades do betão de acordo com cada um deles.

A evolução das principais propriedades mecânicas de acordo com o grau de hidratação pode ser resumida numa equação geral do tipo (Rostásy *et al.* 2001):

$$X_i(\alpha) = X_{i1} \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{\eta_i} \quad [4.12]$$

em que

- α_0 - grau de hidratação do cimento no instante inicial, abaixo do qual as propriedades mecânicas do betão são consideradas nulas
- α - grau de hidratação (com $\alpha_0 \leq \alpha \leq 1$)
- $X_i(\alpha)$ - propriedade X_i para o grau de hidratação α
- X_{i1} - valor hipotético de X_i para $\alpha=1$
- η_i - expoente para a propriedade X_i

Nesta fase interessa clarificar o conceito de grau de hidratação inicial α_0 . Segundo Bentur (2001) apresentam-se como relevantes as seguintes definições:

Transição suspensão-sólido - é o que acontece no instante em que surge percolação na rede porosa tridimensional.

Grau de hidratação inicial - corresponde ao instante em que se iniciam os processos que levam à geração de tensões, mediante restrições e

consequente risco de fendilhação. Idealmente este instante inicial corresponde à transição suspensão-sólido, em que o esqueleto sólido autoportante se desenvolve e o material pode começar a ser considerado como do tipo sólido. Este instante dá-se aproximadamente em simultâneo com a presa (processo de passagem do líquido com materiais cimentícios a um sólido visco-elástico).

Os valores de α_0 , X_{i1} e η_i dependem do betão em questão (nomeadamente dos agregados, tipo de cimento, adjuvantes, etc.) devendo ser determinados por via experimental. No entanto, dado o historial de utilização de equações do tipo [4.12], existem já valores de balizamento, conforme se poderá confirmar mais adiante.

Suportada no conceito de maturidade, está igualmente bastante vulgarizada a utilização das curvas de evolução preconizadas no Model Code 90 (CEB-FIP 1991), conforme se indicará a propósito das diversas propriedades que se seguem.

4.5.1 Comportamento à tracção

4.5.1.1 Resistência à tracção

No que diz respeito ao comportamento do betão à tracção, e uma vez que é este o domínio com interesse para os problemas de fendilhação do betão nas primeiras idades, impõe-se uma caracterização cuidada da resistência à tracção e correspondente curva constitutiva. Seguindo a lógica da equação [4.12], a evolução da resistência à tracção f_{ct} com o grau de hidratação pode ser traduzida por (tomando $\eta_i = 1$):

$$f_{ct} = f_{ct1} \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \quad [4.13]$$

Esta equação é validada por resultados experimentais, como os reproduzidos na Figura 4.6.

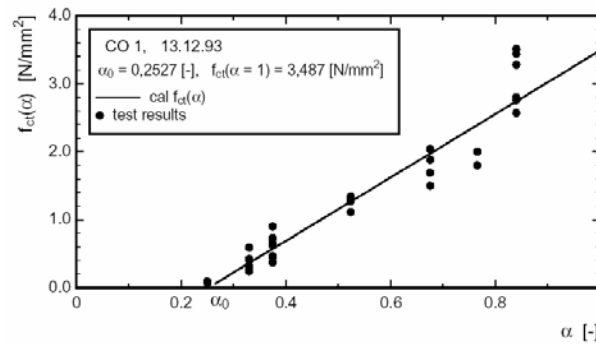


Figura 4.6 – Resistência à tracção em função do grau de hidratação - resultados experimentais (Rostásy *et al.* 2001)

De acordo com o método da maturidade exposto no Model Code 90 (CEB-FIP 1991), o valor de f_{ct} bem como a sua evolução ao longo do tempo estão relacionados com a resistência à compressão, sendo traduzidos por

$$f_{ctm} = f_{ctk0,m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [4.14]$$

com

$f_{ctk0,m}$ - 1.40MPa

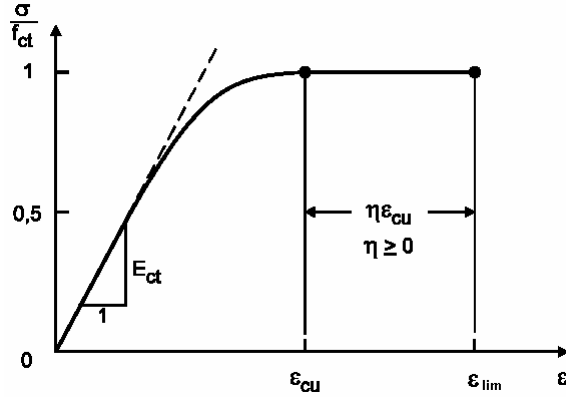
f_{ck0} - 10MPa

f_{ck} - valor característico da resistência à compressão (MPa)

f_{ctm} - valor médio da resistência à tracção (MPa)

4.5.1.2 Lei constitutiva

É frequente nos programas comerciais para análise do betão jovem assumir-se comportamento linear elástico em tracção até ser atingido f_{ct} , admitindo-se que a partir de então o betão se considera fendilhado e sem qualquer resistência (rotura frágil). Na realidade a hipótese simplificativa correspondente a comportamento linear até f_{ct} conduz a resultados demasiado conservativos (Rostásy *et al.* 2001). Para uma modelação mais correcta, mas ainda assim simplificada, a curva σ - ε do betão em tracção pode ser idealizada por três ramos (ver Figura 4.7) - um ramo ascendente linear, um ramo ascendente não linear e um ramo horizontal - cujas definições são apresentadas em continuação.

Figura 4.7 – Curva σ - ε do betão em tracção

1 - Ramo ascendente linear $0 \leq \sigma \leq \frac{f_{ct}}{2}$

$$\sigma = E_{ct} \varepsilon \quad [4.15]$$

2 - Ramo ascendente não linear $\frac{f_{ct}}{2} \leq \sigma \leq f_{ct}$

A não linearidade é causada pela micro-fendilhação do betão, sendo a extensão total resultante da soma da parcela elástica com a parcela da micro-fendilhação.

$$\sigma = \frac{f_{ct}}{2} \left[2 - \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_1}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_1} \right)^{\eta_\varepsilon} \right] \quad [4.16]$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_{ct}}{2 E_{ct}} \quad ; \quad \eta_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_1}{\varepsilon_1} \quad [4.17]$$

$$\varepsilon_{cu} \approx (0.054 + 0.063 \alpha) 10^{-3} \text{ ou } \varepsilon_{cu} \approx \left(\frac{0.95 f_{ct}}{E_{ct}} + 20 \right) 10^{-3} \quad [4.18]$$

em que E_{ct} representa o módulo de elasticidade do betão em tracção e ε_{cu} corresponde à extensão de pico

3 - Ramo horizontal $\varepsilon_{cu} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{lim}$ com $\varepsilon_{lim} = \varepsilon_{cu} + \eta \varepsilon_{cu}$

$$\sigma = f_{ct} \quad [4.19]$$

Para $\eta=0$ obtém-se um comportamento frágil; para $\eta=1$ explora-se cerca de 1/6 da energia de fractura do betão G_F (Rostásy *et al.* 2001).

No caso de ocorrerem descargas, qualquer que seja o ramo em que se encontre o betão, em Rostásy *et al.* (2001) assume-se que a descarga segue paralela ao ramo linear elástico.

4.5.2 Comportamento à compressão

4.5.2.1 Resistência à compressão

À luz do método do grau de hidratação, a evolução do valor da resistência à compressão é dada por:

$$f_c = f_{c1} \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [4.20]$$

Esta equação é suportada por resultados experimentais, como é o exemplo dos apresentados em Rostásy *et al.* (2001), e documentados na Figura 4.8.

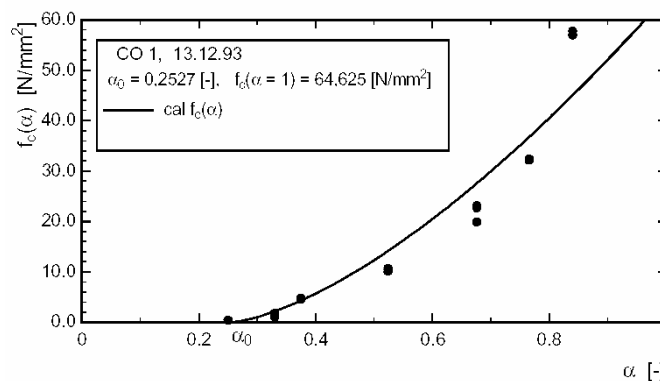


Figura 4.8 – Resistência à compressão em função do grau de hidratação - resultados experimentais (Rostásy *et al.* 2001)

Segundo De Schutter e Kovler (2001a) a evolução da resistência à compressão é também função da relação w/c , dependendo desta linearmente. Conforme se pode comprovar na Figura 4.9, para relações água/cimento crescentes o declive da função em

causa diminuir. Para maiores valores da relação w/c o valor do grau de hidratação inicial aumenta, pois é maior o espaço que as partículas de cimento têm que preencher para se interpenetrarem e formarem o esqueleto sólido.

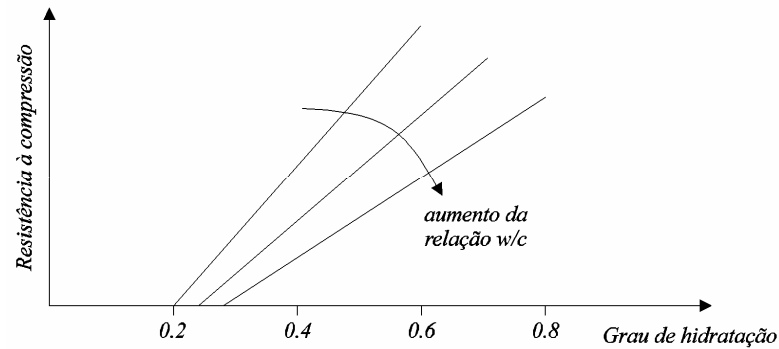


Figura 4.9 – Sensibilidade da relação entre resistência à compressão e o grau de hidratação em função de w/c (De Schutter e Kovler 2001a)

No que concerne à evolução da resistência à compressão com a idade equivalente (maturidade) o MC90 propõe:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad [4.21]$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left(1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{\frac{1}{2}} \right)} \quad [4.22]$$

em que

t - idade do betão (deverá ser utilizada a idade equivalente, em dias)

t_1 - 1 dia

f_{cm} - resistência média à compressão do betão aos 28 dias (cura a 20°C)

$f_{cm}(t)$ - resistência média à compressão do betão à idade t

$\beta_{cc}(t)$ - coeficiente que depende da idade do betão

s - coeficiente que depende do tipo de cimento utilizado:

$s = 0.20$ - cimentos de alta resistência de presa rápida

$s = 0.25$ - cimentos normais e de presa rápida

$s = 0.38$ - cimentos de presa lenta

Em termos experimentais, a determinação do valor da resistência à compressão nas primeiras idades é feita por recurso aos ensaios de rotura em compressão de cubos ou cilindros vulgarizados no que diz respeito à análise do betão endurecido.

A definição da lei constitutiva do betão em compressão não é importante do ponto de vista do estudo da fendilhação do betão jovem, uma vez que não é usual o aparecimento de roturas por compressão nestes casos, pelo que não é tratada nesta dissertação. Na realidade, em resultado dos impedimentos à deformação do betão nas primeiras idades raramente serão atingidas tensões da ordem de 50% da tensão de rotura em compressão, pelo que se pode considerar que em compressão o comportamento do betão é linear elástico (Gutsch e Rostásy 2001a). No entanto, se o estudo do betão jovem tiver como objectivo a análise estrutural sob a aplicação de fortes cargas exteriores localizadas (por exemplo, pré-esforço), torna-se importante a definição da lei constitutiva em compressão.

4.5.3 Módulo de elasticidade

A quantificação do módulo de elasticidade reveste-se de importância crucial na modelação do betão nas primeiras idades, uma vez que esta propriedade é um elemento chave no cálculo das tensões instaladas. É usual a consideração simplificativa de que os módulos de elasticidade do betão em tracção e em compressão são idênticos (Gutsch e Rostásy 2001a).

Seguindo o conceito de grau de hidratação, a relação entre o grau de hidratação e o módulo de elasticidade pode ser estabelecida como:

$$E_c = E_{c1} \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad [4.23]$$

Em Rostásy *et al.* (2001) são apresentados resultados experimentais que validam a equação [4.23], conforme se pode observar na Figura 4.10.

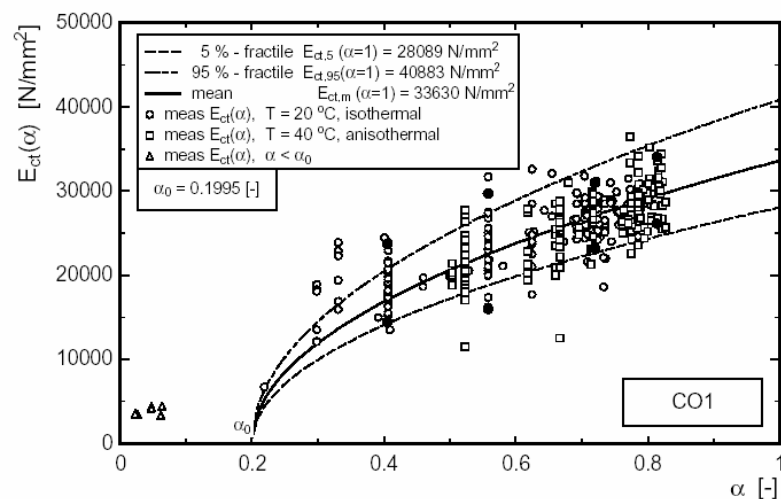


Figura 4.10 – Módulo de elasticidade em função do grau de hidratação - resultados experimentais (Rostásy *et al.* 2001)

A sensibilidade da evolução de E_c relativamente a w/c é semelhante à evidenciada para a resistência à compressão: com o aumento da relação água/cimento aumenta o grau de hidratação inicial, aumenta o valor do máximo grau de hidratação, mas diminui o valor final do módulo de elasticidade (ver Figura 4.11).

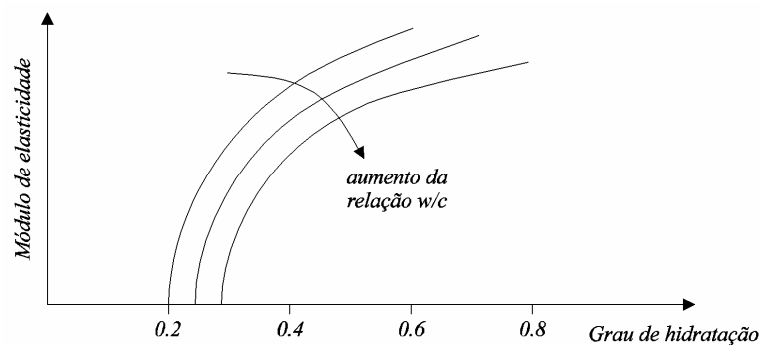


Figura 4.11 - Sensibilidade da relação entre o módulo de elasticidade e o grau de hidratação em função de w/c (De Schutter e Kovler 2001a)

Após a definição das três principais propriedades mecânicas do betão – f_{ct} , E_c e f_c – a partir do conceito do grau de hidratação, é interessante a comparação que é efectuada na Figura 4.12 das curvas de evolução respectivas, normalizados à unidade.

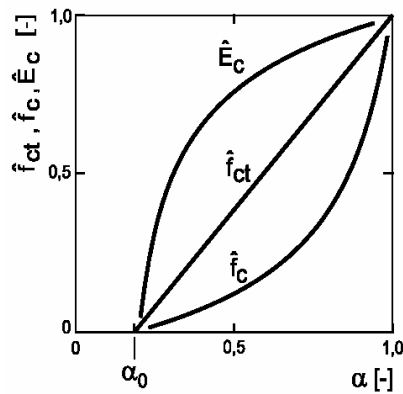


Figura 4.12 – Comparação da evolução das resistências f_{ct} , f_c e E_c (Gutsch e Rostásy 2001a)

Constata-se que o módulo de elasticidade é a propriedade que se desenvolve de forma mais rápida, seguindo-se-lhe a resistência à tracção e finalmente a resistência à compressão. Este tipo de constatação pode ser útil em análises de sensibilidade a casos práticos.

Seguindo o conceito de maturidade do MC90, o módulo de elasticidade pode ser determinado da seguinte forma:

$$E_{ci} = \alpha_E E_{c0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad [4.24]$$

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) E_{ci} \quad [4.25]$$

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{\frac{1}{2}} \quad [4.26]$$

em que

E_{ci} - módulo de elasticidade tangente para tensão nula e idade de 28 dias

E_{c0} - 21500MPa

f_{cm} - resistência média à compressão (MPa)

f_{cm0} - 10MPa

α_E - coeficiente que depende do tipo de agregados:

basalto, calcário denso	1.2
agregados quartzíticos	1.0
calcário	0.9
areias	0.7

$E_{ci}(t)$ - módulo de elasticidade tangente (MPa) à idade t

$\beta_E(t)$ - coeficiente que descreve a evolução de E_{ci} com o tempo

$\beta_{cc}(t)$ - coeficiente definido em [4.22]

Também no conceito de maturidade se reflecte o facto de o módulo de elasticidade evoluir de forma mais rápida que a resistência à compressão, conforme se pode constatar pela equação [4.26].

4.5.4 Coeficiente de dilatação térmica

Resultados experimentais têm evidenciado que o coeficiente de dilatação térmica sofre variações durante a hidratação do betão jovem. Apesar de existirem bastantes contradições no meio científico no que diz respeito à evolução desta grandeza, está aceite a premissa de que o coeficiente de dilatação térmica é mais elevado no início da hidratação (cerca de $20 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$), caindo para valores da ordem dos $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ em idades da ordem dos 6 dias (Bjontegaard e Sellevold 2001a; Laplante e Boulay 1994). Segundo alguns autores (Bjontegaard e Sellevold 2001c; De Schutter 2001; Sarkis *et al.* 2002; Sule 2003), a descida abrupta inicial do coeficiente de dilatação térmica chega a determinar que este atinja valores de cerca de 90% do valor final, aumentando depois gradualmente até estabilizar (Figura 4.13). A justificação destas observações reside no facto de o betão se encontrar inicialmente num estado em que o seu comportamento é dominado pela água (valores elevados do coeficiente de dilatação térmica), passando posteriormente ao estado sólido, no qual o referido coeficiente se aproxima do valor usualmente aceite para o betão endurecido.

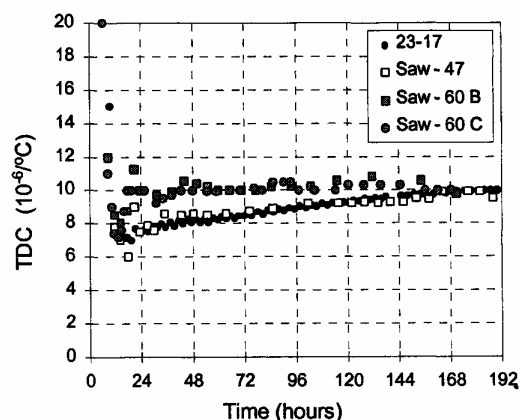


Figura 4.13 – Evolução do coeficiente de dilatação térmica (Bjontegaard e Sellevold 2001c)

Um dos principais motivos para a controvérsia relativa à determinação experimental do coeficiente de dilatação térmica do betão jovem reside no facto de esta ser afectada pela retracção autógena. Na verdade trata-se de dois fenómenos que influenciam a deformação do betão, sendo necessário proceder à separação dos efeitos de ambos para poderem ser adequadamente quantificados. O que se tem verificado é que consoante o processo de medição os valores obtidos para o coeficiente de dilatação térmica variam (para mais informações acerca da determinação experimental do coeficiente de dilatação térmica do betão durante a hidratação, bem como de diversos problemas associados, consultar Boulay (2001), Sarkis *et al.* (2002) e Kada *et al.* (2002)). Relativamente à definição analítica do coeficiente de dilatação térmica no betão nas primeiras idades surgem também bastantes dificuldades, quer pelo facto de não haver consenso a nível das determinações experimentais, quer pela multiplicidade de factores envolvidos (condições térmicas e de humidade, microestrutura e rede porosa, tipo de agregados e cimento, etc.).

Apesar da falta de consenso sobre o valor a considerar para o coeficiente de dilatação térmica do betão durante as primeiras horas, este coeficiente é da maior importância, uma vez que condiciona fortemente as deformações (logo as tensões) numa fase em que as variações e gradientes de temperatura são muito marcados. Uma vez que a partir das 12-16h a variação do coeficiente de dilatação térmica é substancialmente reduzida (ver Figura 4.13), e em face da dificuldade de o quantificar rigorosamente, é usual a consideração de um valor constante para este coeficiente, e igual ao valor adoptado para o betão endurecido:

$$\alpha_{cT}(t) = \alpha_{cT}(\text{betão endurecido}) \quad [4.27]$$

O coeficiente de dilatação térmica do betão é aproximadamente igual à média ponderada volumetricamente dos coeficientes de dilatação térmica dos seus constituintes (FIB 1999; Khan *et al.* 1998), sendo que a contribuição da armadura para o “coeficiente global” do betão é considerada desprezável para efeitos práticos (Harrison 1992). Assim o coeficiente de dilatação térmica do betão endurecido pode ser formulado como:

$$\alpha_{cT} = \alpha_{gT} v_g + \alpha_{hpT} v_p \quad [4.28]$$

em que

- α_{gT} ; α_{hpT} - coeficientes de dilatação térmica dos agregados (ver Tabela 4.1) e da pasta de cimento hidratada
- ν_g ; ν_p - proporção (em volume) dos agregados e da pasta de cimento hidratada

O coeficiente de dilatação térmica da pasta de cimento hidratada depende essencialmente da respectiva humidade, variando desde $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (pasta saturada) até $20 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (pasta a 70% de humidade).

Tabela 4.1 – Coeficientes de dilatação térmica de alguns tipos de agregados (FIB 1999)

Tipo de agregado	Coeficiente de dilatação térmica ($\times 10\text{E-6}$)
Rocha quartzítica; areia	12 - 14
Granito; gneisse	9 - 12
Gabro; basalto	8.5 - 11
Calcário denso	6.5 - 9

Para outras referências sobre coeficientes de dilatação térmica de diversos materiais, consultar Harrison (1992) e Silveira (1996).

4.5.5 Coeficiente de Poisson

A evolução do coeficiente de Poisson ν durante o processo de hidratação do cimento não é consensual, havendo autores que defendem que este coeficiente é constante (Oluokun *et al.* 1991). No entanto, mais recentemente tem surgido evidência experimental de que existe variação deste coeficiente durante a hidratação (De Schutter e Kovler 2001a; Krauß *et al.* 2001a). De acordo com De Schutter e Kovler (2001a), no betão antes da presa considera-se que o coeficiente de Poisson é igual a 0.5, uma vez que as deformações ocorrem sem variação do volume; durante a hidratação os mesmos autores propõem a seguinte definição para o valor do coeficiente de Poisson em função do grau de hidratação:

$$\nu(\alpha) = 0.18 \operatorname{sen} \left(\frac{\pi}{2} \alpha \right) + 0.5 e^{-10 \alpha} \quad [4.29]$$

Esta equação tem bastante coerência com os resultados obtidos por Krauß *et al.* (2001a) em ensaios ultra-sónicos, pelo menos no que diz respeito aos valores inicial (0.5) e final (cerca de 0.2); os valores intermédios revelam tendências semelhantes.

4.5.6 Grau de hidratação inicial

Conforme já foi referido, o grau de hidratação inicial α_0 corresponde ao instante da transição do betão do estado líquido (suspensão sólida) para o estado sólido. Para graus de hidratação $\alpha \leq \alpha_0$ consideram-se valores nulos para as propriedades mecânicas do betão. A estimativa de α_0 é portanto bastante importante, pois dela dependerá a previsão da evolução das propriedades mecânicas que são relevantes para a análise do betão jovem.

A determinação do grau de hidratação inicial é usualmente feita por extrapolação dos resultados obtidos nos ensaios para determinação da dependência das propriedades f_c , f_{ct} , e E_c em ordem ao grau de hidratação. Uma vez que os ensaios mecânicos tradicionais (por exemplo prensas) só podem ser efectuados para graus de hidratação a partir de cerca de 0.4 (devido aos tempos de preparação e coesão necessária das amostras), a extrapolação do valor do grau de hidratação inicial com recurso a esta metodologia resulta em valores pouco fiáveis e com bastante dispersão (Krauß *et al.* 2001a).

Para obviar a este tipo de problemas têm vindo a ser implementados métodos de ensaio não destrutivos ultra-sónicos. Este tipo de ensaios permite analisar o mesmo provete desde o instante da mistura até ao endurecimento. O facto de possibilitar medições desde muito cedo permite obter novas conclusões acerca do grau de hidratação inicial. O modo de funcionamento do ensaio resume-se da seguinte forma (ver Figura 4.14): um gerador de um impulso ultra-sónico gera um sinal num determinado instante, que é transmitido ao provete pelo emissor. Ao mesmo tempo que é gerado o sinal, a informação acerca da sua amplitude e instante de geração é enviada directamente para o analisador de sinal, ao qual está também ligado um sensor de recepção conectado à face oposta do provete. A partir da análise da relação entre os sinais do emissor e do receptor é possível ao equipamento determinar a velocidade de propagação das ondas de compressão (v_c) e de corte (v_s). A partir dessas velocidades e

do conhecimento da densidade ρ_c do betão em análise, é possível a determinação do coeficiente de Poisson dinâmico ν_{din} e do módulo de elasticidade dinâmico E_{din} de acordo com as relações

$$\nu_{din} = \frac{1 - 2 \left(\frac{v_s}{v_c} \right)^2}{2 - 2 \left(\frac{v_s}{v_c} \right)^2} \quad [4.30]$$

$$E_{din} = \frac{(1 + \nu_{din})(1 - 2\nu_{din})}{(1 - \nu_{din})} v_c^2 \rho_c \quad [4.31]$$

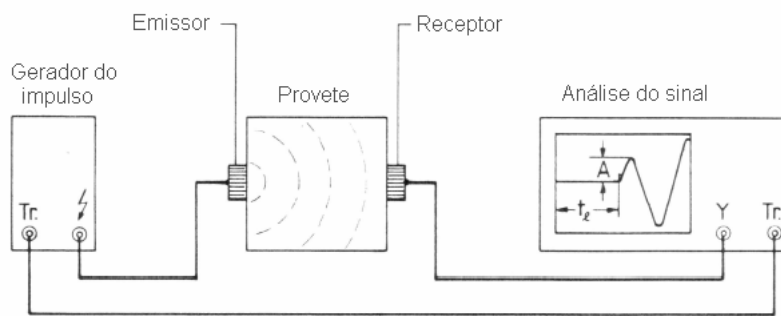


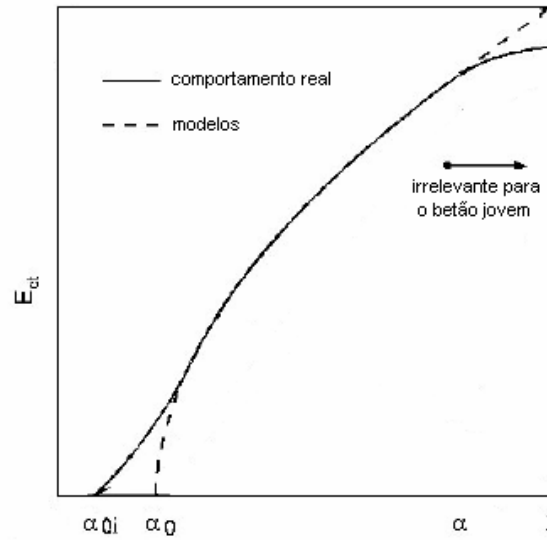
Figura 4.14 – Esquema da montagem de um ensaio ultra-sónico do betão

Os resultados deste ensaio podem sair bastante enriquecidos se este se processar em condições adiabáticas, permitindo a obtenção directa da relação do grau de hidratação com as propriedades em análise. Em paralelo com esta metodologia, Krauß *et al.* (2001a) conduziram também uma campanha de ensaios “tradicionais”, para validação dos resultados obtidos com ultra-sons. Concluiu-se existir proporcionalidade quase constante entre o módulo de elasticidade dinâmico do ensaio ultra-sónico e o módulo de elasticidade estático obtido nos ensaios “tradicionais”. Além disso foi possível monitorizar a evolução do módulo de elasticidade dinâmico desde instantes imediatamente após a mistura, e foi a partir desses resultados que se observou que o grau de hidratação inicial (α_{oi}) era na realidade mais baixo do que aquele que se obtinha pela anteriormente referida extrapolação (α_o), conforme se pode observar na Figura 4.15a.

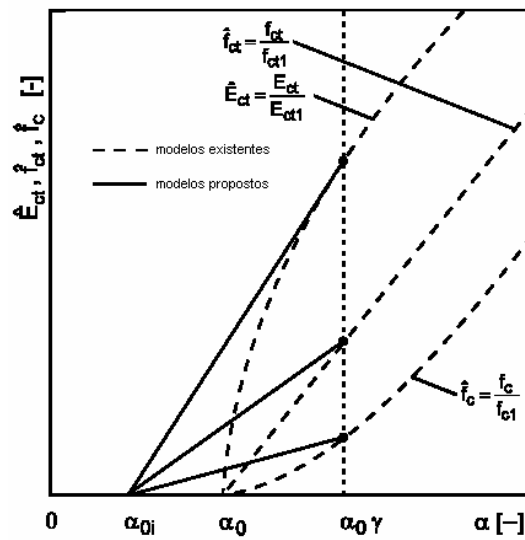
Como melhoramento às relações evolutivas para as propriedades mecânicas do betão expressas na equação [4.12], foi proposta a seguinte modificação (ilustrada na Figura 4.15b):

$$\tilde{X}_i(\alpha) = \begin{cases} X_i(\gamma\alpha_0) \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{\gamma\alpha_0 - \alpha_{0i}} \right) & \text{para } \alpha_{0i} \leq \alpha \leq \gamma\alpha_0 \\ X_{il} \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{\eta_i} & \text{para } \gamma\alpha_0 < \alpha \leq 1 \end{cases} \quad [4.32]$$

em que γ é um parâmetro experimental ($\gamma \geq 1$).



a)



b)

Figura 4.15 – Modelos propostos para correcção do grau inicial de hidratação (Krauβ *et al.* 2001a)

Para além da extrapolação através de ensaios tradicionais e da identificação por emissão de ultra-sons, existem outras formas de detecção do grau inicial de hidratação (Bisschop 2001; Weiss 2001). Os ensaios de penetração têm sido bastante utilizados, estando estabelecido que os valores de início e fim de presa indicados pelo ensaio de Vicat constituem respectivamente um minorante e um majorante do instante de transição suspensão-sólido (Justnes 2000).

4.5.7 Perda de resistência final devida a cura a elevadas temperaturas

A cura a elevadas temperaturas pode ter efeitos contraproducentes ao nível das propriedades mecânicas, nomeadamente na resistência à compressão (aqui focada com maior destaque por se tratar da propriedade mais estudada em relação à cura), conforme se pode observar na Figura 4.16. Em Chanvillard e D'Aloia (1997) é apontada uma perda de cerca de 20% no valor da resistência final, para a mesma mistura, entre casos de cura a 20°C e 40°C. Para curas até temperaturas da ordem dos 80°C a natureza dos produtos hidratados não é diferente daquela que se verifica em curas a temperaturas mais baixas; o que difere é o arranjo dos produtos de hidratação. A cura a elevadas temperaturas resulta (a nível microestrutural) em produtos de reacção mais densos, e consequentemente numa pasta de cimento com maior porosidade capilar. Como a resistência à compressão é fortemente relacionada com a porosidade capilar, a redução de resistência com o aumento de temperatura de cura é lógica (Breugel 1998).

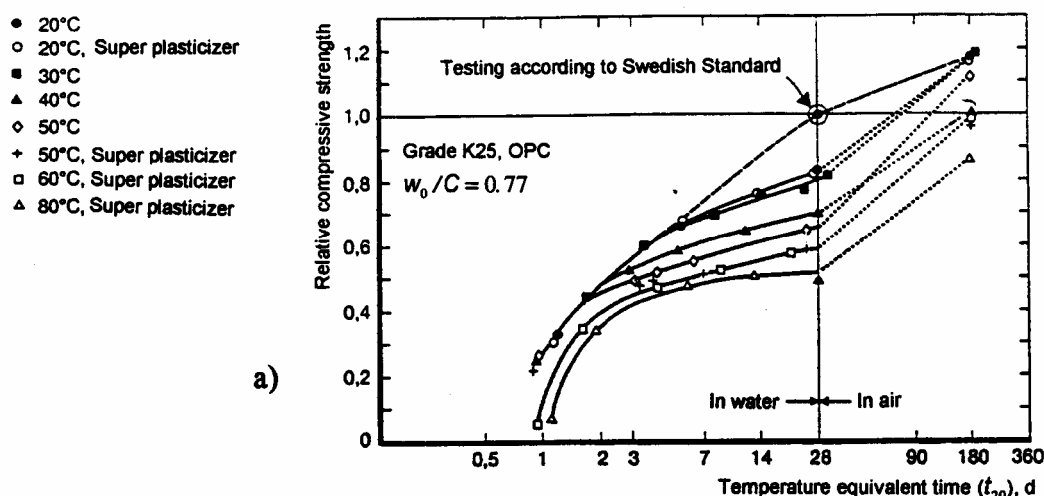


Figura 4.16 – Evolução da resistência à compressão do betão a várias temperaturas de cura (Jonasson 1994)

Nenhuma das duas abordagens para previsão da evolução das propriedades mecânicas do betão nas primeiras idades referidas nesta dissertação está preparada para prever a perda de resistência final devida a curas a elevadas temperaturas, pelo que será necessário proceder a adaptações quando tal se justifique. Segundo Jonasson (1994) só para curas a temperaturas superiores a 28°C é que se justifica a contabilização de qualquer redução de resistência à compressão. Em Chanvillard e D'Aloia (1997) é proposta a seguinte expressão empírica que relaciona a temperatura de cura com a perda de resistência final:

$$f_{c28}(T) = f_{c28}(20^{\circ}C) [1 - k (T - 20)] \quad [4.33]$$

em que

$f_{c28}(T)$ - resistência à compressão aos 28 dias

(cura isotérmica à temperatura T)

T - temperatura de cura (°C) - condições isotérmicas

k - constante que deverá ser obtida experimentalmente (no estudo em que a fórmula é proposta k tomou o valor de 0.01)

4.6 Propriedades medidas em laboratório *versus* verificadas em obra

As medições das propriedades do betão até agora descritas referem-se a ensaios laboratoriais. No entanto, para aplicação a casos práticos dos valores obtidos para as referidas propriedades é necessário ter em conta alguns factores, que justificam a diferenciação das propriedades da mesma mistura em obra e em laboratório. Em Rostásy *et al.* (2001) é referida uma campanha de ensaios levada a cabo com a finalidade de aferir coeficientes correctivos dos valores de algumas propriedades mecânicas obtidos em laboratório, para posterior aplicação em obra. Faz-se uma breve resenha das conclusões obtidas, sendo que as propriedades mecânicas objecto deste estudo foram: a resistência à tracção, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade.

4.6.1 Influência da compactação

Os provetes para análise laboratorial têm usualmente melhores condições de compactação do que as peças betonadas *in situ*, pelo que se estabelecem as seguintes relações de propriedades (Rostásy *et al.* 2001):

$$k_{ct} = \frac{f_{ct,situ}}{f_{ct,lab}} = 0.90 \quad [4.34]$$

$$k_c = \frac{f_{c,situ}}{f_{c,lab}} = 0.85 \quad [4.35]$$

$$k_{Ec} = \frac{E_{c,situ}}{E_{c,lab}} = 1.00 \quad [4.36]$$

Estas relações são consideradas constantes ao longo do tempo (isto é, independentes do grau de hidratação ou maturidade).

4.6.2 Influência das tensões de restrição

O crescimento gradual das tensões de tracção nas estruturas de betão em obra, resultante das restrições que impedem a sua livre deformação, conduz a uma diminuição da resistência do betão à tracção quando comparada com a resistência à tracção dos provetes laboratoriais (Rostásy *et al.* 2001). Analogamente ao apresentado em [4.34] ter-se-á:

$$k_{rt} = \frac{f_{ct,situ}}{f_{ct,lab}} = 0.85 \quad [4.37]$$

Relativamente à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade é usual considerar-se que não são afectadas pelas tensões de restrição.

4.6.3 Propriedades mecânicas a considerar em obra

A partir das relações acima estabelecidas é possível a definição do valor das propriedades a considerar em obra:

$$f_{ct,situ} = k_{ct} k_{rt} f_{ct,lab} = 0.75 f_{ct,lab} \quad [4.38]$$

$$f_{c,situ} = k_c f_{c,lab} = 0.85 f_{c,lab} \quad [4.39]$$

$$E_{situ} = E_{lab} \quad [4.40]$$

4.7 Fluência

Nas aplicações usuais em engenharia civil os conceitos de fluência têm sido utilizados essencialmente em análises a longo prazo do comportamento de estruturas sujeitas a acções com carácter de permanência. No caso particular do betão nas primeiras idades a fluência desempenha um papel bastante importante na evolução das tensões de origem térmica e de origem volumétrica que têm vindo a ganhar importância com a crescente implementação do betão de alto desempenho, usualmente com maior calor de hidratação e maior retracção autógena. As deformações de fluência para o betão nas primeiras idades conduzem a reduções das mencionadas tensões da ordem dos 50% (De Schutter e Kovler 2001b; Larson 2003). Estas reduções de tensões justificam a importância da inclusão de modelos de fluência na simulação numérica do comportamento do betão jovem, pois só assim será possível a obtenção de estimativas credíveis dos estados de tensão no interior do betão, e consequentemente a avaliação da probabilidade de fendilhação.

Os modelos de fluência propostos na bibliografia para o betão endurecido exibem grandes disparidades entre si. Para o caso do betão nas primeiras idades, quer pelo facto de se tratar de um assunto menos estudado, quer pelo facto de se tratar de um material em constante evolução de propriedades, a referida disparidade é ainda maior (principalmente no que diz respeito ao betão muito jovem, com idades menores que 2 dias).

Por definição o fenómeno da fluência corresponde a um aumento de deformação sob tensão constante. No caso de ensaios de fluência do betão nas primeiras idades essa situação não é reproduzida, uma vez que mesmo para carregamentos de valor constante a evolução das propriedades mecânicas leva a que o nível de tensão em relação à resistência diminua ao longo do processo de hidratação. Tal facto impede que um ensaio laboratorial de fluência (carregamento constante) sobre uma peça de betão durante a

hidratação produza curvas de fluência propriamente ditas. Poder-se-á dizer que estes ensaios permitem a obtenção de curvas tempo/deformação (Lura *et al.* 2000).

Há algumas particularidades interessantes relacionadas com a fluência do betão nas primeiras idades, uma vez que as propriedades mecânicas deste material evoluem de forma pronunciada durante a hidratação. Uma peça carregada na idade T1 (Figura 4.17) sofreria uma determinada deformação de fluência se a hidratação parasse no instante do carregamento. Uma vez que tal não acontece e a rigidez do betão vai progredindo, a deformação por fluência é menor do que a expectável sem considerar o carácter evolutivo das propriedades do betão. Por outras palavras, pode-se dizer que à medida que o processo de hidratação evolui numa peça de betão carregada vão-se formando continuamente novas partículas de “gel” de cimento sob tensão nula, que gradualmente vão aliviando as partículas anteriormente carregadas. Assim a carga sobre as partículas inicialmente carregadas diminui, reduzindo-se também a derivada da curva de fluência.

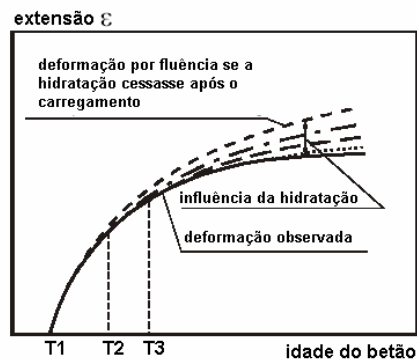


Figura 4.17 – Influência da hidratação do betão sobre a fluência (Breugel 1980b)

Por outro lado, e da mesma forma que no betão endurecido, para o betão nas primeiras idades, quanto menor for a idade do carregamento maior será a fluência.

4.7.1 Fluência básica e de secagem

Dadas as especificidades relacionadas com o betão durante a hidratação, é usual a separação dos fenómenos de fluência em fluências básica e de secagem.

A fluência básica ocorre sob condições de equilíbrio de humidade (sem trocas de humidade com o meio ambiente) (Atrushi *et al.* 2000; Lange e Altoubat 2001). A nível laboratorial este tipo de fluência é usualmente avaliado com recurso a provetes selados (trocas de humidade com o exterior impedidas).

A fluência de secagem está relacionada com a fluência adicional em relação à básica, e que se verifica em peças de betão carregadas nas quais é permitida a secagem. A fluência de secagem foi identificada em 1942 por G. Pickett, sendo por isso também denominada de efeito “Pickett” (Altoubat e Lange 2001; Lange e Altoubat 2001).

A distinção entre estes dois tipos de fluência nem sempre é feita; no entanto, a nível de ensaios laboratoriais é frequente a separação, simplificando a análise das variáveis envolvidas.

Os modelos matemáticos de fluência apresentados neste trabalho contemplam apenas a fluência básica. Segundo Emborg (1998a) esta é uma boa aproximação da realidade em análises de betão nas primeiras idades para estruturas de médio porte ou com betão em grandes massas (por exemplo barragens). Esta ideia é reforçada em Rostásy *et al.* (2001): o efeito da secagem no betão nas primeiras idades cinge-se à zona superficial do betão (1 a 2cm de penetração), pelo que o efeito da fluência de secagem é considerado desprezável.

4.7.2 Fluência em tracção e em compressão

No que diz respeito ao estudo da probabilidade de fendilhação prematura no betão jovem é necessário o conhecimento da fluência do betão em tracção. No entanto, a nível de caracterização laboratorial é mais fácil e barata a execução de ensaios de fluência em compressão, pelo que se impõe a necessidade de aferir relações entre fluência em tracção e em compressão.

Por outro lado, em ensaios laboratoriais de fluência é necessário corrigir os resultados obtidos (curva tempo/extensão) subtraindo-lhes a parcela correspondente à retracção autógena (obtida a partir de provetes de referência não carregados). Ora este processo de compensação não é garantidamente exacto, levantando inclusivamente problemas acerca da forma com afecta os ensaios em tracção ou compressão: a retracção autógena é aditiva (em termos de extensões) nos ensaios à compressão, e subtractiva nos ensaios à tracção. Pelo motivo enunciado, as comparações de resultados entre fluência em tracção e fluência em compressão deverão ser feitas com bastante cuidado no que toca a possíveis perturbações do processo de compensação da retracção autógena.

Têm sido realizados diversos trabalhos experimentais de comparação entre os resultados obtidos para níveis de tensão e idades de carregamento idênticos em tracção e compressão (Atrushi *et al.* 2001; Gutsch 2001; Ozawa e Morimoto 2002), tendo-se generalizadamente observado curvas de fluência bastante idênticas (apesar dos ensaios em tracção apresentarem uma dispersão de resultados bastante superior, como se pode observar na Figura 4.18).

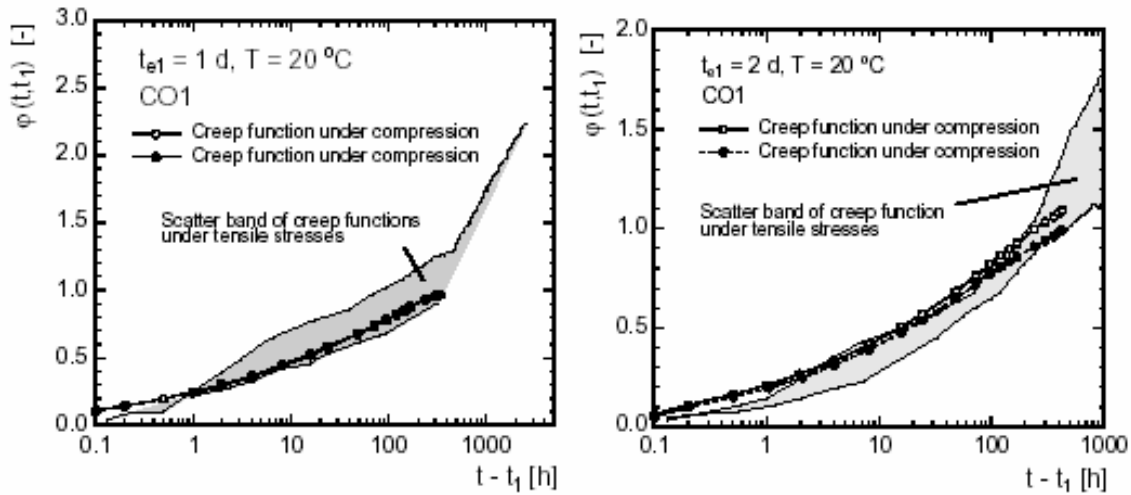


Figura 4.18 – Comparação de resultados de ensaios laboratoriais de fluência em tracção e compressão (Gutsch 2001)

4.7.3 Coeficiente e função de fluência

Expõem-se de seguida os dois principais tipos de formulação matemática da fluência:

- Coeficiente de fluência
- Função de fluência

A utilização do coeficiente de fluência envolve a separação da deformação total numa componente instantânea e noutra de fluência propriamente dita:

$$\varepsilon_{tot}(t, t') = (1 + \varphi(t, t')) \frac{\sigma(t')}{E(t')} \quad [4.41]$$

em que

$\sigma(t')$ - tensão aplicada no instante t'

$E(t')$ - módulo de elasticidade no instante t'

$\varphi(t, t')$ - coeficiente de fluência para o instante t , correspondente a um carregamento à idade t'

A separação entre componente instantânea e de fluência cria problemas ao nível da definição das fronteiras respectivas, uma vez que o módulo de elasticidade inicial tem forte dependência da velocidade de aplicação da carga (ver Figura 4.19). Assim, interpretações diferentes do módulo de elasticidade inicial conduzirão a diferentes coeficientes de fluência.

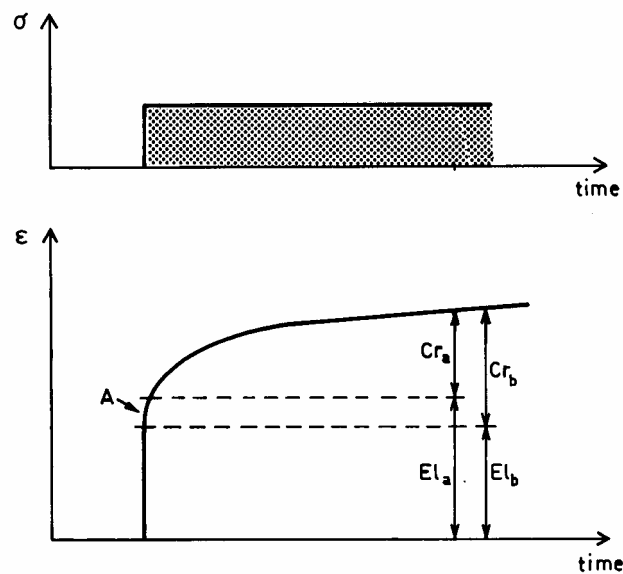


Figura 4.19 – Possíveis incorrecções na separação da componente elástica e de fluência da deformação (Emborg 1998a)

A função de fluência $J(t, t')$ permite relacionar a tensão com a extensão para cada instante:

$$\varepsilon_{tot}(t, t') = J(t, t') \sigma(t') \quad [4.42]$$

Estando definido o módulo de elasticidade inicial, as formulações baseadas no coeficiente e na função de fluência são obviamente relacionáveis.

4.7.4 Fluência com história de tensões variável

Em condições normais o historial de tensões de qualquer ponto de uma estrutura sofre variações ao longo do tempo (nomeadamente cargas e descargas), pelo que a

análise da fluência terá que contemplar as flutuações de carga. Uma metodologia vulgarmente utilizada para abordagem deste problema é o método da sobreposição, que consiste em formular a equação [4.42] na seguinte forma integral:

$$\varepsilon_{tot}(t, t') = \int_0^t J(t, t') d\sigma(t') + \varepsilon_0(t) \quad [4.43]$$

em que

$\varepsilon_0(t)$ - extensão independente de tensões (de origem térmica ou retracção)

Numa aplicação directa desta formulação, e no caso de aplicação do método dos elementos finitos, toda a história de tensões é guardada para cada ponto de Gauss da malha, o que pode implicar o manuseamento de quantidades enormes de informação.

Por outro lado, o domínio de aplicação do método da sobreposição requer a validade da linearidade da resposta em relação à tensão, o que de acordo com Emborg (1998b) é garantido se:

- A tensão aplicada é menor que cerca de 40% da tensão de rotura. Se a tensão for superior, surge não linearidade (micro fendilhação).
- Não houver secagem significativa da peça durante a fluência, garantindo a inexistência de fluência de secagem.
- Não houver elevados acréscimos de tensões quando comparados com a tensão inicial, pois caso contrário podem ocorrer não-linearidades.

Na realidade, no estudo de massas de betão jovem em hidratação as condições referidas não são satisfeitas, sendo por isso posta em causa a fiabilidade da utilização do princípio da sobreposição. No entanto este método tem sido aplicado por diversos autores (Ozawa e Morimoto 2002; Rostásy *et al.* 2001), com resultados bastante satisfatórios.

4.7.5 Formulações de fluência

Procede-se à revisão bibliográfica de algumas das formulações de fluência mais divulgadas.

4.7.5.1 Lei da dupla potência

A lei da dupla potência, também conhecida como lei de Bazant-Panula, é provavelmente a lei de fluência com maior implementação nas modelações de betão jovem. O seu campo de aplicabilidade é bastante alargado, com idades de carregamento entre um dia e vários anos, e para durações de carga compreendidas entre um segundo e vários anos. A partir de resultados experimentais, e considerando condições de humidade constante, a lei da dupla potência pode ser traduzida por (Bazant e Chern 1985; Bazant 1988):

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0} + \frac{\phi_1}{E_0} \left((t')^{-m} + \alpha_{DPL} \right) (t - t')^n \quad [4.44]$$

em que:

- E_0 - módulo de elasticidade assintótico
- n - parâmetro com valor típico de 1/8
- m - parâmetro com valor típico de 1/3
- α_{DPL} - parâmetro com valor típico de 0.05
- ϕ_1 - parâmetro com valor típico entre 3 e 6
- t - idade (dias)
- t' - idade do carregamento (dias)

A forma como é determinado o valor de E_0 condiciona fortemente os resultados obtidos com a lei da dupla potência (Figura 4.20), uma vez que define a separação entre a parcela de deformação instantânea (assinalada por “a” na Figura 4.20) e a parcela de deformação por fluência (assinalada por “b”). Assim, dependendo da duração e velocidade de carga escolhidas para determinação do módulo de elasticidade ficam condicionados os valores dos restantes coeficientes da lei, nomeadamente os parâmetros ϕ_1 e n . Se for utilizado um módulo de elasticidade correspondente a pequena duração de carga (cerca de 0.1 dias), a assíntota horizontal $1/E$ (Figura 4.20) fica demasiado elevada, obrigando a adoptar valores de n da ordem de 1/3 para que a lei se adapte bem aos resultados experimentais até idades de cerca de 30 dias (ver curva tracejada na Figura 4.20). No entanto acima dos 30 dias, com $n=1/3$, a lei da dupla potência tende a sobrestimar as deformações de fluência. Se a definição do módulo de elasticidade E_0

for efectuada com base em tempos de carga de muito curta duração (da ordem de 0.001s, o que corresponde a um módulo de elasticidade dinâmico), a função de fluência obtida com $n=1/8$ (ver curva a traço contínuo na Figura 4.20) chega a permitir a obtenção de valores de deformação aceitáveis mesmo para períodos de tempo bastante longos, de vários anos.

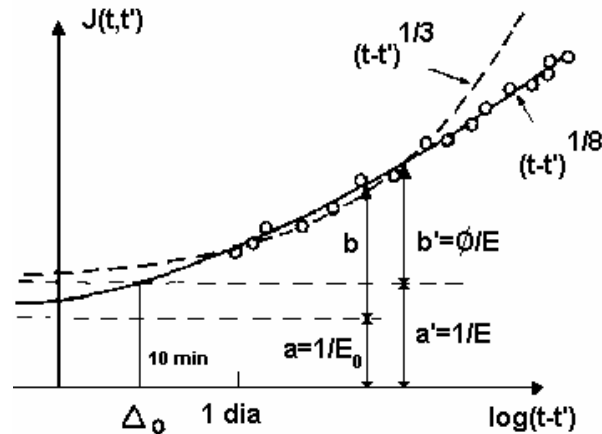


Figura 4.20 – Ambiguidade na definição da deformação instantânea na lei da dupla potência (Bazant 1988)

No que diz respeito à implementação numérica da lei da dupla potência, e uma vez que no betão jovem os períodos de análise são bastante reduzidos, com flutuações de tensões bastante elevadas (quando comparadas com os fenómenos usuais no comportamento do betão a longo prazo), é mais vantajoso desenvolver a função J numa série de Taylor do que numa série de Dirichlet (de Borst e van den Boogaard 1994). No entanto, o desenvolvimento em série de Taylor preserva a interessante característica bem conhecida associada ao desenvolvimento em série de Dirichlet, que permite obter $\Delta\sigma$ explicitamente em função de $\Delta\epsilon$. A obtenção explícita de $\Delta\sigma$ envolve variáveis de estado que são continuamente actualizadas em cada incremento, de forma a representar o efeito da história prévia de tensões e deformações, sem o inconveniente de a ter que armazenar.

Posteriormente à lei da dupla potência foram ainda introduzidas novas leis, trazendo alguns benefícios ao nível do ajuste com resultados experimentais, nomeadamente: a lei logarítmica da dupla potência e a lei da tripla potência, entre outras (Bazant 1988). No entanto nenhuma suplantou a lei da dupla potência em termos de utilização, provavelmente por trazerem grandes aumentos de complexidade com pequenos benefícios ao nível da acuidade de resultados.

No que diz respeito às correcções necessárias à função de fluência para que sejam contabilizados os efeitos da temperatura, Bazant (1988) propõe a substituição de t' pela idade equivalente do betão na parcela elevada ao expoente “- m ”, traduzindo a influência da maturidade do betão aquando da aplicação da carga. De acordo com esta proposta a equação [4.44] passa a ter a seguinte forma:

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0} + \frac{\phi_1}{E_0} \left((t_{eq}')^{-m} + \alpha_{DPL} \right) (t - t')^n \quad [4.45]$$

em que t_{eq}' é a idade equivalente da peça no instante do carregamento (em dias).

Como pontos fracos da lei da dupla potência são apresentados os seguintes: não está indicada para idades inferiores a um dia, e não considera de forma explícita a evolução das propriedades elásticas do betão.

A lei da dupla potência foi utilizada em todas as análises mecânicas apresentadas no Capítulo 5.

4.7.5.2 Modelo de Gutsch e Laube

O modelo de fluência apresentado por Gutsch em 1998 (baseado no trabalho de Laube) prevê a consideração explícita do grau de hidratação como parâmetro (Breugel 2001b; Rostásy *et al.* 2001; Sule 2003). Os pressupostos de aplicação deste modelo são:

- apenas é modelada a fluência básica;
- assume-se viscoelasticidade linear com maturação, independentemente da grandeza das tensões envolvidas;
- a fluência em tracção é idêntica à fluência em compressão;
- as extensões de fluência não se dividem em parcelas;
- assume-se válido o princípio da sobreposição.

Baseada em resultados experimentais, a equação proposta para o coeficiente de fluência é:

$$\phi(t - \tau, \alpha(\tau)) = \frac{\varepsilon_c(t, \tau)}{\varepsilon_e(\tau)} = P_1 \left[\frac{t - \tau}{t_k} \right]^{P_2} \quad [4.46]$$

em que

- τ - idade no carregamento (h)
- $t - \tau$ - tempo sob tensão (h)
- t_k - 1 hora
- P_1, P_2 - parâmetros específicos dependentes do grau de hidratação
- $\varepsilon_c(t, \tau)$ - extensão de fluência durante o período $t - \tau$, com início em τ
- $\varepsilon_e(\tau)$ - extensão elástica em τ (isto é, $\varepsilon_e(\tau) = \sigma(\tau)/E_{ct}(\tau)$)

Os parâmetros P_1 e P_2 são obtidos por via experimental, para várias idades do primeiro carregamento. Gutsch propõe a utilização de relações lineares em função do grau de hidratação à idade do carregamento:

$$P_1 = a_1 + b_1 \alpha_1 \quad [4.47]$$

$$P_2 = a_2 + b_2 \alpha_2 \quad [4.48]$$

em que a_1, b_1, a_2 e b_2 são parâmetros aferidos experimentalmente.

A inclusão do efeito do historial de temperaturas na peça durante o período de tempo em que está carregada é reproduzida mediante a substituição em [4.46] das idades absolutas por idades equivalentes, calculadas pela Lei de Arrhenius (Rostásy *et al.* 2001).

4.7.5.3 Outras formulações de fluência

Para além das formulações mencionadas, é importante referir outras no que diz respeito à forma de abordagem do fenómeno da fluência, nomeadamente as que a seguir se documentam.

- *Modelo de De Schutter e Taerwe*

Em De Schutter e Taerwe (2000) e De Schutter (2002) é descrito um modelo em que a evolução da fluência está directamente ligada ao grau de hidratação, sendo que o tempo não constitui um parâmetro explícito. Esta é uma abordagem interessante por ligar todos os fenómenos de fluência do betão jovem ao desenvolvimento da microestrutura.

- *Modelo de Solidificação de Bazant*

Segundo o modelo da Teoria de Solidificação de Bazant (Bazant *et al.* 1997), a microestrutura em formação nas primeiras idades é idealizada por um conjunto de camadas sólidas paralelas, cujo número vai aumentando com o progresso da hidratação. Cada nova camada formada (num estado de tensão nula) junta-se à microestrutura existente, ajudando as camadas existentes na tarefa de suportar as cargas a que o conjunto é sujeito. Cada camada que compõe o modelo é admitida com propriedades viscoelásticas (sem envelhecimento), levando a que o conjunto tenha comportamentos típicos da fluência, quando em carga. Este modelo veio a ser expandido com conceitos de micro-pré-esforço, com o intuito de melhorar o seu comportamento no que diz respeito ao comportamento de fluência a longo prazo (Bazant *et al.* 1997).

- *Modelo de barras de Lokhorst*

O modelo de barras de Lokhorst (Breugel 2001b) simula as alterações microestruturais da pasta de cimento com o aumento de barras e camadas que, de forma análoga ao modelo de solidificação, têm propriedades viscoelásticas. Assim, o desenvolvimento da pasta em hidratação é simulado com barras horizontais e verticais, representando respectivamente a expansão de partículas de cimento de maiores dimensões, e de partículas de ligação (Figura 4.21).

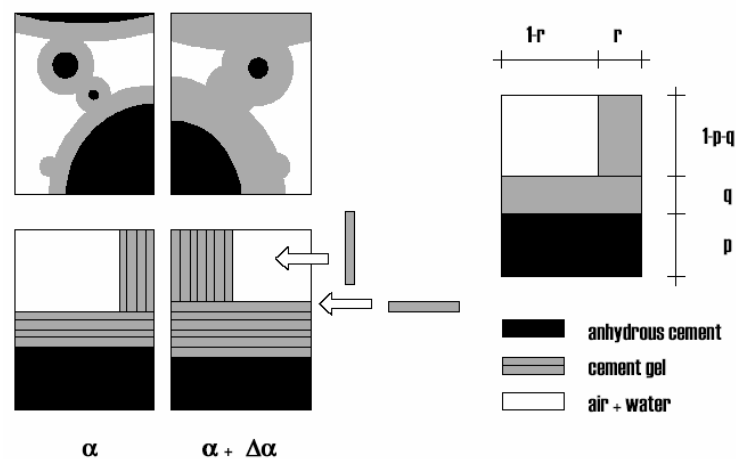


Figura 4.21 – Ilustração esquemática do modelo de barras de Lokhorst (Breugel 2001b)

4.8 Retracção

No que diz respeito ao fenómeno da retracção do betão, estão identificadas na bibliografia as seguintes componentes: a retracção autógena, a retracção de secagem e a retracção originada pela carbonatação. Para efeitos de análise do betão nas primeiras idades as formas de retracção mais relevantes são as duas primeiras.

Nos betões ditos normais a relevância da retracção de secagem é bastante superior à da retracção autógena (que é quase desprezável); no caso dos betões de alto desempenho, em geral a importância relativa é inversa (ver Figura 4.22).

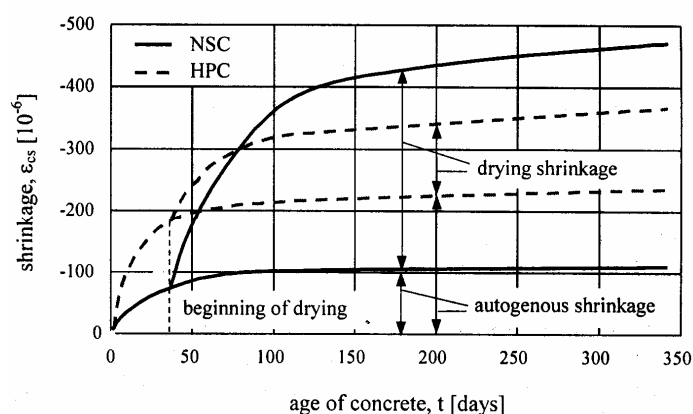


Figura 4.22 – Desenvolvimento da retracção autógena e de secagem para betões normais (NSC) e de alto desempenho (HPC) (FIB 1999)

4.8.1 Retracção autógena

4.8.1.1 Definições e terminologia

O fenómeno da retracção autógena do betão foi identificado e descrito há mais de um século. No entanto só há relativamente pouco tempo (cerca de 15 anos) se iniciou o seu estudo de forma sistemática e generalizada. A explicação para este facto relaciona-se com a importância que a retracção autógena tem na génese de fendilhação nos betões de alto desempenho, cuja utilização é também relativamente recente.

Em Jensen e Hansen (2001) são propostas diversas definições importantes, tentando fixar uma terminologia para os fenómenos relacionados com a retracção autógena (supondo material homogéneo e isotrópico). As definições referidas apresentam alguma coerência com as propostas pelo Japanese Concrete Institute (JCI) (Tazawa *et al.* 2000), e que são:

- *Retracção química*

Corresponde a uma redução interna de volume de materiais cimentícios, decorrente das reacções de hidratação. É consequência do facto dos produtos de reacção da hidratação do cimento ocuparem menor volume do que os reagentes que lhes dão origem.

- *Retracção autógena (por auto-dissecação)*

Está relacionada com a deformação de uma massa cimentícia após a presa, causada por retracção química (e sem trocas de humidade com o exterior). Dado que o início da retracção por auto-dissecação coincide com o início da presa, torna-se importante o conhecimento do instante em que este ocorre. Enquanto que a retracção química diz respeito à redução absoluta dos produtos de reacção em relação aos reagentes, a retracção por auto-dissecação diz respeito apenas à deformação do volume global da massa cimentícia, uma vez que o esqueleto sólido já se encontra formado. Para ilustração desta diferença observe-se a Figura 4.23, onde C representa o volume de cimento não hidratado, W o volume ocupado pela água livre, H_y corresponde ao

volume dos produtos de hidratação e V indica o volume de vazios do esqueleto sólido gerados pela hidratação.

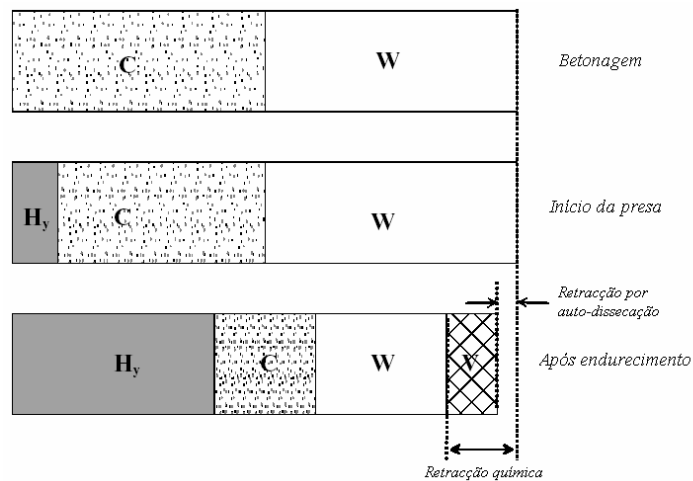


Figura 4.23 – Esquema ilustrativo da diferença entre retracção autógena e retracção química (Holt 2001)

4.8.1.2 Determinação experimental

Simplificadamente, a determinação experimental da retracção autógena do betão consiste na betonagem de um provete prismático (alongado), revestido com camadas de isolante térmico e de selagem (para evitar trocas de humidade com o ambiente exterior). Entre o isolamento e o provete, nas paredes interiores do molde, colocam-se tubagens para circulação de líquido que permite o controlo da temperatura do provete. A nível de instrumentação, é colocado um sensor de temperatura no interior do betão, bem como transdutores de deslocamento para controlo das deformações (Figura 4.24).

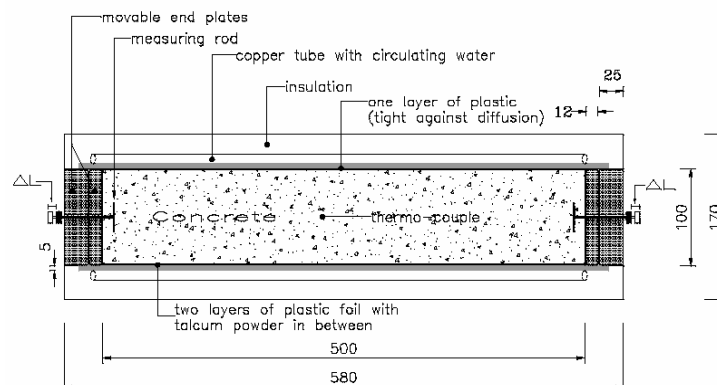


Figura 4.24 – Esquema da montagem experimental para determinação da retracção autógena (Bjontegaard e Sellevold 2001b)

Após a betonagem são continuamente medidas as deformações (ΔL) e as temperaturas, permitindo que à deformação total medida seja retirada a deformação térmica induzida pela reacção de hidratação (calculada a partir do coeficiente de dilatação térmica), obtendo-se assim a deformação correspondente à retracção autógena. Na bibliografia em geral (Bjontegaard e Sellevold 2001b; Bjontegaard e Sellevold 2001c; Hashida e Yamazaki 2002; Yang e Sato 2002) há alguma discordância em relação à forma como é feita esta compensação, nomeadamente no que diz respeito à forma de aferir o coeficiente de dilatação térmica e a sua evolução durante o processo de hidratação.

4.8.1.3 Determinação analítica

Não existe consenso no que diz respeito à determinação analítica da retracção autógena; em rigor, para cada mistura de betão deveria ser feita determinação experimental da sua evolução e magnitude. No FIB Textbook 1 (1999) é proposto um modelo global de previsão da retracção, que compreende as parcelas autógena e de secagem. Existe a consciência da parte dos autores da complexidade envolvida na previsão da retracção autógena, pelo que apresentam um modelo numérico baseado na resistência à compressão, por se tratar de uma das poucas características do betão que é definida em fase de projecto. Uma vez que a resistência do betão fornece informação indirecta sobre as características da microestrutura, é possível estabelecer correlações com alguma validade entre a retracção autógena e a resistência à compressão. A formulação prevista para a retracção autógena é:

$$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) \beta_{as}(t) \quad [4.49]$$

$$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left(\frac{f_{cm}/f_{cm0}}{6 + f_{cm}/f_{cm0}} \right)^{2.5} \times 10^{-6} \quad [4.50]$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0.2 \left(\frac{t}{t_1} \right)^{0.5}} \quad [4.51]$$

em que:

t - idade do betão (dias)

t_1 - 1 dia

- $\varepsilon_{cas}(t)$ - retracção autógena para a idade t
 $\varepsilon_{cas0}(f_{cm})$ - coeficiente de retracção autógena - magnitude
 $\beta_{as}(t)$ - função que descreve a evolução no tempo da retracção autógena
 f_{cm} - resistência média à compressão (MPa)
 f_{cm0} - 10 MPa

A Figura 4.25 permite constatar que a retracção autógena atinge valores próximos do máximo para idades da ordem dos 200 dias (cerca de 6 meses), tendo no entanto valores já bastante elevados para 50 dias (76% do máximo).

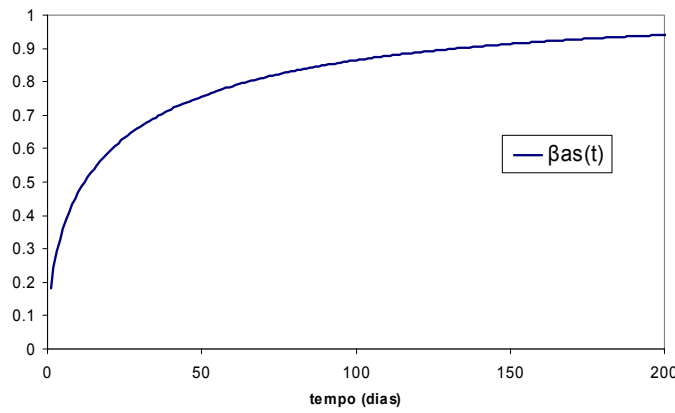


Figura 4.25 – Evolução do coeficiente $\beta_{as}(t)$

Em Maekawa *et al.* (1999) é proposta uma abordagem da retracção (autógena e de secagem) tendo em conta aspectos de nível microestrutural. Nesta formulação as variações volumétricas relacionadas com a retracção do betão após a presa supõem-se induzidas por tensões capilares hidrostáticas. Em Maekawa *et al.* (1999) é referida boa coerência do modelo com resultados experimentais.

O JCI propõe o seguinte modelo de previsão da retracção autógena, baseado em resultados experimentais (Miyazawa *et al.* 2002; Tazawa *et al.* 2000) em que w/c desempenha um papel fundamental:

$$\varepsilon_{cas}(t) = \gamma \varepsilon_{c0}(w/c) \beta_{as}(t) \quad [4.52]$$

$$\begin{cases} \varepsilon_{c0}(w/c) = 3070 e^{-7.2(a/c)} & \text{Para } 0.2 \leq w/c \leq 0.5 \\ \varepsilon_{c0}(w/c) = 80 & \text{Para } 0.5 < w/c \end{cases} \quad [4.53]$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-a(t-t_0)^b} \quad [4.54]$$

em que

- γ - coeficiente que tem em conta o tipo de cimento (1 - cim. Portland)
- $\varepsilon_{c0} (w/c)$ - valor final (máximo) da retracção autógena
- a, b - constantes dadas na Tabela 4.2
- t_0 - idade da presa (dias)

Tabela 4.2 – Coeficientes a e b da fórmula [4.54]

Relação w/c	a	b
0.2	1.2	0.4
0.3	1.5	0.4
0.4	0.6	0.5
0.5	0.1	0.7
0.6	0.03	0.8

A influência da maturação a temperaturas diferentes de 20°C pode ser tida em conta através da idade equivalente (método da maturidade).

4.8.1.4 Factores que afectam a retracção autógena

- *Tipo de cimento*

O tipo de cimento condiciona fortemente a retracção autógena. Em Tazawa e Miyazawa (2002) é indicada uma fórmula de cálculo da retracção autógena em função do grau de hidratação de cada um dos constituintes do cimento (C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF). Na referida fórmula, os pesos atribuídos a C_3A e C_4AF são superiores aos restantes em mais do que uma ordem de grandeza. Com base nesta indicação é possível, a partir da composição dos cimentos, aferir potenciais relativos de retracção autógena de forma qualitativa.

Em Holt (2001) é confirmada de forma quantitativa a tendência indicada para os diversos componentes do cimento, descrita na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Retracção química dos diferentes componentes do cimento (Holt 2001)

Retracção química (cm ³ /g)	
C ₃ S	0.0532
C ₂ S	0.0400
C ₄ AF	0.1113
C ₃ A	0.1785

• *Aditivos*

Referem-se as seguintes constatações, baseadas essencialmente na experimentação (Bentz *et al.* 2002; Gutsch e Rostásy 2001b; Holt 2001; Holt 2002; Tanimura *et al.* 2002; Tazawa e Miyazawa 2002):

- o uso de superplastificantes aumenta a retracção autógena, devido à melhoria da dispersão das partículas de cimento e consequente aumento do máximo grau de hidratação;
- escórias de alto forno finas aumentam a retracção autógena; as escórias com índice de finura mais baixo podem até conduzir a alguma diminuição;
- cinzas volantes diminuem a retracção autógena;
- sílica de fumo aumenta a retracção autógena;
- aditivos redutores de retracção actuam ao nível das tensões superficiais da água da rede porosa, diminuindo a retracção autógena;
- aditivos expansivos contrariam as reduções de volume ligadas à retracção autógena.

• *Relação água/cimento*

Menores relações água/cimento correspondem a maior quantidade relativa de cimento, o que significa maior retracção autógena (Holt 2002).

• *Concentração em volume de agregados*

Quanto maior for a concentração em volume dos agregados, maior será a restrição que criam à retracção autógena, pelo que esta será menor (Holt 2002).

- *Temperatura*

A retracção autógena é afectada pela temperatura. No entanto, de acordo com Bjontegaard e Sellevold (2001c), Breugel e Lura (2001) e Yang e Sato (2002), esta dependência apresenta um carácter não sistemático. Tal facto tem consequências a vários níveis: por um lado torna impossível a transposição de resultados de ensaios de retracção autógena para situações de obra, uma vez que têm histórias de temperatura distintas. Por outro lado põe em causa as formulações existentes e já apresentadas no que diz respeito à aplicação da idade equivalente para ter em conta o efeito do historial de temperatura sobre a retracção autógena. A aplicação da idade equivalente apenas influencia a evolução da retracção autógena, não tendo qualquer efeito sobre a sua grandeza final. Na realidade a temperatura afecta também a grandeza da retracção autógena (Bjontegaard e Sellevold 2001b). Em oposição a esta ideia, Tazawa e Miyazawa (2002) referem bons resultados na aplicação do conceito de idade equivalente à formulação já exposta em [4.52].

A questão da dependência da retracção autógena em relação à temperatura é portanto fonte de controvérsia na comunidade científica, aconselhando-se cautela na aplicação das fórmulas de previsão, bem como na extrapolação para obra de resultados obtidos em laboratório.

4.8.1.5 Minimização dos efeitos da retracção autógena

Para além de actuar ao nível dos factores indicados em 4.8.1.4, existem outras formas de minimizar os efeitos da retracção autógena. Uma forma possível de minimização dos efeitos da retracção autógena é a cura interna do betão (Bentz *et al.* 2002; Lura 2000). A cura interna consiste no aumento da água interior disponível por substituição de alguns inertes por reservatórios interiores de água, que podem ser agregados leves saturados ou partículas poliméricas absorventes. Esta água adicional disponível no seio do betão permite minimizar a auto-dissecação do betão. Os processos tradicionais de cura que têm bons resultados no combate à retracção de secagem, não são eficazes no que diz respeito à retracção autógena, sendo apenas eficazes na zona superficial do betão, pois a penetração da água exterior é reduzida.

A adição de fibras metálicas ou em nylon também minimiza a retracção autógena, segundo Tazawa e Miyazawa (2002).

4.8.2 Retracção de secagem

A retracção de secagem está ligada à redução de volume do betão como resultado de perda de água para o meio ambiente. Inicialmente a perda de água do betão é feita por evaporação da água exsudada. Assim que toda a água exsudada é eliminada, se ainda se mantiver o desequilíbrio de humidade entre o meio ambiente e o betão inicia-se um processo em que a água em excesso migrará do interior para o exterior, evaporando-se (Gutsch e Rostásy 2001b; Holt 2001).

Os mecanismos de secagem dependem da rede capilar existente no interior do betão. Em betões de alto desempenho, dada a maior densidade da microestrutura, a rede capilar tem menor volume e é mais descontínua do que num betão normal, não havendo tanta água para eliminar por secagem. Compreende-se assim o facto de a retracção de secagem ser mais relevante em betões pobres ou normais do que nos betões de alto desempenho.

Uma parte da retracção de secagem é reversível, culminando em aumentos de volume do betão quando sujeito a molhagem (ou aumento da humidade ambiente).

Pelo facto de só tomar valores relevantes para idades do betão já fora do contexto do betão nas primeiras idades, usualmente a retracção de secagem não é considerada nas correspondentes modelações numéricas.

4.9 Critérios de fendilhação

A importância de controlar a fendilhação do betão nas primeiras idades está relacionada com os mais diversos factores, sejam eles exigências regulamentares, exigências contratuais ou mesmo exigências relacionadas com requisitos especiais de estanqueidade.

A partir dos resultados obtidos de uma análise de betão nas primeiras idades é necessária uma metodologia de apoio à decisão no que concerne à avaliação da

ocorrência de fendilhação. Esta ferramenta deverá fornecer indicações acerca do risco de fendilhação prematura de uma dada estrutura em análise, permitindo avaliar níveis de intervenção para a sua eliminação eficaz. Assim, o mencionado risco de fendilhação é avaliado através dos critérios de fendilhação que podem ser baseados em temperaturas, extensões ou tensões, e podem ser de natureza empírica, determinística ou probabilística.

Segue-se uma descrição de alguns dos critérios sugeridos na bibliografia, referenciando alguma da regulamentação estrangeira existente no que diz respeito à fendilhação prematura do betão devido à hidratação e acções térmicas.

4.9.1 Critério da temperatura

Os critérios de fendilhação baseados na temperatura compreendem usualmente três verificações principais (todas baseadas em valores determinísticos):

- diferenças de temperatura entre pontos interiores e pontos superficiais das peças, com o objectivo de controlar o aparecimento de fendas superficiais;
- diferenças entre variações de temperatura em diferentes zonas da peça em estudo, com o objectivo de controlar o aparecimento de fendas que atravessam a peça (“through cracking”);
- diferenças de temperatura entre zonas betonadas em instantes diferentes.

O critério da temperatura falha por não contabilizar o efeito proporcionado pelas restrições internas e externas a que as peças estão sujeitas. Em Emborg e Bernander (1994) é explanado um exemplo bastante esclarecedor das lacunas do critério da temperatura. Para apoio à análise do referido exemplo, apresenta-se um conceito (que voltará a ser mencionado no Capítulo 5) (Rostásy *et al.* 1998): se numa peça as deformações livres são impedidas, diz-se existir uma restrição; à magnitude dessa restrição dá-se a designação de *grau de restrição* (0 a 100%). Suponha-se uma parede de 2 metros de espessura conforme indicado na Figura 4.26a. O seu grau de restrição longitudinal (segundo l) será da ordem dos 100% junto à base (devido à restrição ao movimento oferecida pela secção de encastramento), e quase nulo nas partes superiores da parede. Definem-se os pontos 1 (junto à base) e 2 (junto à parte superior); os índices m (secção média) e s (superfície) aplicam-se às temperaturas (T) e tensões (σ); a temperatura ambiente considerada é de 15°C. Ao longo da altura da peça

(nomeadamente nos pontos 1 e 2) os perfis de temperatura são sempre bastante semelhantes ao apresentado na Figura 4.26b, evidenciando riscos de fendilhação semelhantes segundo o critério da temperatura. No entanto, uma vez que os graus de restrição dos dois pontos em análise (1 e 2) são bastante diferentes entre si, as respectivas trajectórias de evolução de tensões ao longo do tempo são bastante distintas revelando valores extremos também bastante diferenciados (ver Figura 4.26c).

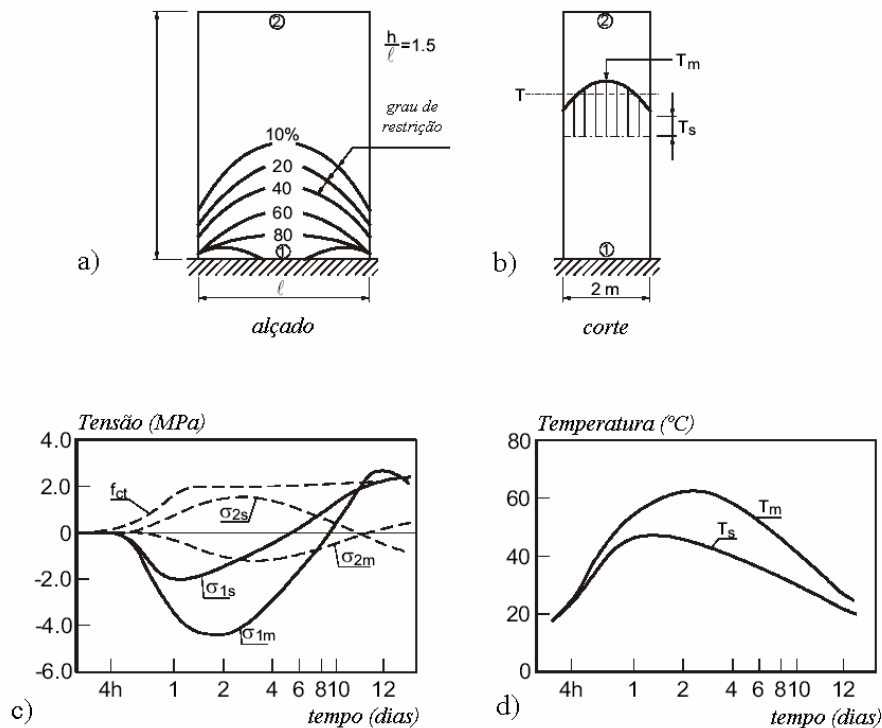


Figura 4.26 – Parede encastrada na base (Emborg e Bernander 1994)

Conclui-se a partir deste exemplo que os critérios baseados na temperatura são manifestamente insuficientes para avaliação do risco de fendilhação, pelo que deverão ser sempre complementados, pelo menos, por análises críticas dos graus de restrição. Além dos problemas mencionados, o método da temperatura não tem em consideração os efeitos da retracção autógena nem o facto de as propriedades do betão evoluírem ao longo da hidratação, aspectos importantes para a avaliação do risco de fendilhação do betão nas primeiras idades.

Apesar das deficiências apontadas, o critério da temperatura encontra-se implementado em diversos regulamentos, como é o caso da Suécia, Dinamarca e Japão (Bernander 1998; Rostásy *et al.* 2001). O motivo desta forte implementação deve-se provavelmente à facilidade de aplicação que o método oferece, em oposição a outros

critérios, como é o caso do critério das tensões (que só há relativamente poucos anos passou a ser uma alternativa viável em termos práticos).

4.9.2 Critério das tensões

A determinação do risco de fendilhação através do critério das tensões requer raciocínios e esforços de cálculo bastante mais elaborados e complexos do que no caso do critério da temperatura. A aplicação do critério das tensões supõe o conhecimento da evolução das tensões de tracção em vários pontos da estrutura, bem como da evolução das tensões resistentes respectivas. Podem ser utilizadas abordagens determinísticas ou probabilísticas.

No caso da adopção duma abordagem determinística, o processo envolve a definição do índice de fendilhação (“crack index”), que corresponde ao seguinte quociente (Breugel 2001a):

$$\eta_{máx} = \left[\frac{\sigma_{ct}(t)}{f_{ct}(t)} \right]_{máx} \quad [4.55]$$

em que

$$\begin{aligned} \sigma_{ct}(t) & \quad \text{- tensão de tracção no instante } t \\ f_{ct}(t) & \quad \text{- resistência à tracção no instante } t \end{aligned}$$

Como factor de segurança ter-se-ia:

$$\gamma_{det} = \frac{1}{\eta_{max}} \quad [4.56]$$

Para garantia de segurança face ao risco de fendilhação, em Breugel (2001a) é sugerido o valor de 0.7 para η_{max} , o que corresponde a um factor de segurança γ_{det} de cerca de 1.4.

Dos critérios de fendilhação apresentados, o que claramente se apresenta como mais fidedigno é o critério das tensões (sendo também o que hoje em dia tem aplicação mais vulgarizada). Será portanto este o critério de fendilhação adoptado nas aplicações numéricas constantes do Capítulo 5.

4.9.3 Critério das extensões

Em Harrison (1992) é proposto um método de controlo do risco de fendilhação que consiste na limitação das extensões. Trata-se de um método algo empírico, mas com consideração dos fenómenos mais importantes para a fendilhação. Se a extensão de tracção restringida durante o arrefecimento (desde a temperatura de pico devida à hidratação até à temperatura ambiente) for superior à capacidade de extensão do betão em tracção, ocorre a fendilhação. O critério de Harrison (1992) assume a forma:

$$\alpha (T_p - T_a) K R > \varepsilon_{\text{lim}} \quad [4.57]$$

em que

- α - coeficiente de dilatação térmica
- T_p, T_a - temperatura de pico e temperatura ambiente
- ε_{lim} - extensão limite em tracção
- K - factor de modificação
- R - grau de restrição – ver 4.9.1

O factor de modificação K está relacionado com as simplificações assumidas na avaliação do risco de fendilhação através do método das extensões que levam à obtenção de resultados demasiado conservativos. O valor sugerido para este factor (preconizado na British Standard BS 8007) é de 0.5.

O método das extensões descrito situa-se, a nível de rigor, num plano intermédio entre o critério da temperatura e o das tensões.

Mais recentemente foi proposto outro critério baseado em extensões, de natureza probabilística e com recurso a coeficientes parciais de segurança (Nilsson 2003).

5 APLICAÇÕES NUMÉRICAS

5.1 Introdução

Pretende-se neste capítulo proceder à aplicação prática de algumas das metodologias descritas ao longo desta dissertação, efectuando análises termo-mecânicas de peças ou estruturas de betão que usualmente denotam problemas relacionados com a fendilhação de origem térmica nas primeiras idades. As referidas análises incidirão sobre:

- um tetrápode em betão simples, examinando as diversas fases críticas em termos de risco de fendilhação, e comparando os resultados obtidos com os problemas de fendilhação usualmente associados a este tipo de peça;
- um muro de suporte, estudando o efeito da variação do seu comprimento longitudinal sobre o risco de fendilhação (em termos de localização das zonas críticas e magnitude do risco);
- uma laje de piso de grandes dimensões em planta, apoiada em estacas (oferecendo forte restrição no plano da laje) e instrumentada nas primeiras idades, estudando os efeitos do faseamento construtivo e relacionado a fendilhação prevista pelas análises efectuadas com a observada em obra.

Nas análises mencionadas foi utilizado o MEF como suporte às modelações térmica e mecânica, considerando o acoplamento unidireccional descrito nos Capítulos 3 e 4.

Em nenhuma das análises mecânicas foi considerada a contribuição da armadura na distribuição de tensões. A consideração da fendilhação do betão foi apenas feita numa das análises do tetrápode.

No que concerne aos efeitos da retracção, os mesmos não foram considerados em nenhuma das análises efectuadas: se por um lado a retracção de secagem não assume valores significativos durante as primeiras idades do betão, por outro a retracção autógena só é significativa em betões de alto desempenho.

5.2 Tetrápode

5.2.1 Descrição geral

O tetrápode é uma peça utilizada na protecção de quebra-mares, consistindo num bloco de betão simples constituído por quatro pernas tronco-cónicas irradiando de um ponto central (Figura 5.1).



Figura 5.1 – Construção de um quebra-mar – colocação de tetrápodes

Independentemente da dimensão do tetrápode, as respectivas proporções geométricas seguem usualmente o indicado na Figura 5.2. Os tetrápodes podem atingir alturas (H) da ordem dos 4m, com diâmetros máximos das pernas (D) de cerca de 2m.

Trata-se de um elemento com grande volume de betão, no qual, como consequência da hidratação do cimento, são expectáveis fortes elevações de temperatura, associadas a gradientes elevados entre o interior e as zonas superficiais.

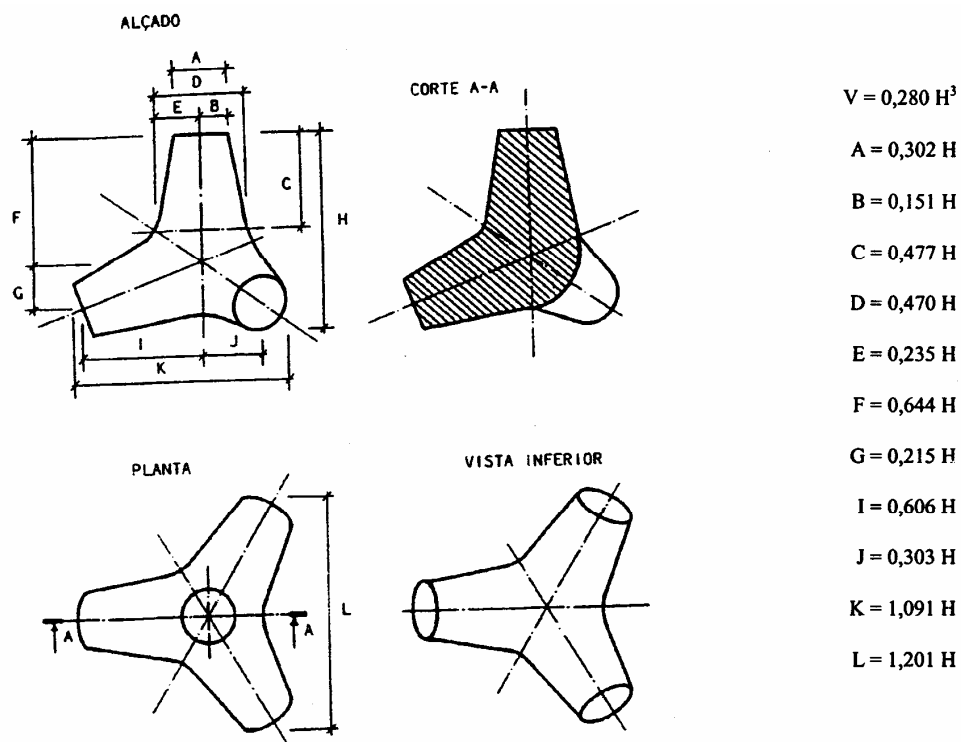


Figura 5.2 – Características geométricas dos tetrapodes (Pinto 2001)

Neste tipo de peças é usual a constatação de fendilhação superficial imediatamente após a descofragem, tal como ilustrado na Figura 5.3.



Figura 5.3 – Fendilhação superficial observável após remoção da cofragem

Por outro lado, é frequente a ocorrência de roturas de tetrápodes não inteiramente expectáveis pelo efeito das acções mecânicas (Figura 5.4), indicando a provável existência de fragilidades internas na peça, cuja origem pode estar relacionada com fendilhação do betão nas primeiras idades.



Figura 5.4 – Roturas ocorridas em situações de serviço

Para esclarecimento deste tipo de questões, bem como para ilustração das potencialidades de uma análise termo-mecânica como a descrita nos Capítulos 3 e 4, seguidamente apresentar-se-á o exemplo de um tetrápode também analisado em de Borst e van den Boogaard (1994). Proceder-se-á à comparação dos resultados das análises efectuadas através das metodologias adoptadas na presente dissertação com os reportados naquela referência, e efectuar-se-á uma discussão alargada com o propósito de tentar explicar as patologias de fendilhação anteriormente referidas.

5.2.2 Geometria e parâmetros utilizados na modelação

Uma modelação rigorosa da geometria do tetrápode passaria pela utilização de discretização 3D, com eventual aproveitamento do plano de simetria A-A representado na Figura 5.2. No entanto, adoptar-se-á aqui a mesma simplificação adoptada no artigo de de Borst e van den Boogaard (1994), discretizando-se apenas uma das pernas do tetrápode assumindo condições de axissimetria (ver Figura 5.5), sendo P1-P4 o eixo de revolução.

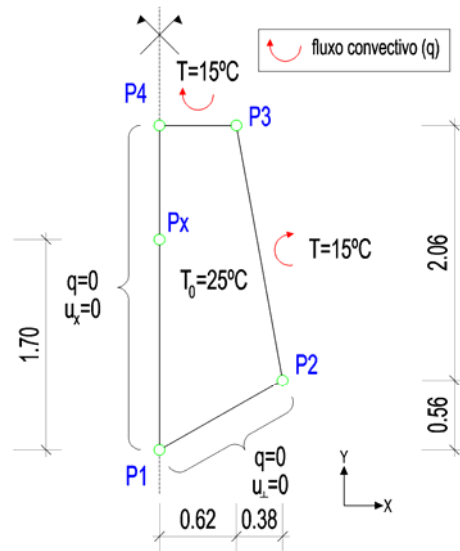


Figura 5.5 – Geometria e condições fronteira

Em termos de condições fronteira para o modelo térmico, consideraram-se isoladas as linhas P1-P2 (ausência de trocas de calor com as zonas adjacentes do tetrápode – $q=0$) e P1-P4 (eixo de simetria – $q=0$). Conforme se pode constatar na Figura 5.5, a temperatura exterior é constante com o valor de 15°C durante toda a análise, havendo fluxos convectivos através das linhas P2-P3 e P3-P4 (ver Tabela 5.1). Não é considerado o efeito da remoção da cofragem na definição do coeficiente de convecção. A temperatura inicial do tetrápode é de $T_0=25^{\circ}\text{C}$.

Em termos de condições fronteira para o modelo mecânico, consideraram-se restringidas a linha P1-P4 na direcção X (eixo de simetria – $u_x=0$) e a direcção perpendicular à linha P1-P2 ($u_{\perp}=0$).

No modelo térmico foram utilizados EF quadriláteros de quatro nós com 2×2 pontos de integração (nos nós). Para as fronteiras convectivas foram adoptados elementos lineares de dois nós, com 2 pontos de integração. No modelo mecânico foram utilizados elementos finitos de oito nós, com 3×3 pontos de Gauss. Para ambos os modelos foi utilizada a mesma discretização, recorrendo à malha de 9×13 elementos representada na Figura 5.6.

As análises termo-mecânicas foram realizadas abrangendo um período de 150h, dividido em incrementos de uma hora. De acordo com o acoplamento unidireccional considerado nesta dissertação para os modelos térmico e mecânico, a análise térmica foi efectuada em primeiro lugar, realizando-se depois a análise mecânica.

Apresentam-se de seguida dados relativos às propriedades térmicas e mecânicas do betão em análise. A análise térmica foi conduzida de acordo com a informação indicada em de Borst e van den Boogaard (1994), e que se encontra condensada na Tabela 5.1 e na Figura 5.7. A análise mecânica foi realizada de acordo com as propriedades indicadas na Tabela 5.2.

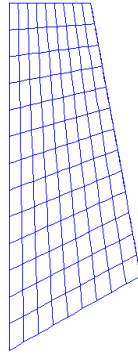


Figura 5.6 – Malha de EF axissimétricos

Tabela 5.1 – Propriedades térmicas do betão

Função de geração de calor (J/s)	$q = 0.72 \times 10^{12} f(\alpha) e^{-6000/T}$
Máximo calor potencial (J/m ³)	73.528×10^6
Condutibilidade térmica (W/m K)	$k = 4 - 1.4\alpha$
Calor específico (J/m ³ K)	$c = 2950 \times 10^3 - 300 \times 10^3 \alpha$
Coef. de convecção em P2-P3 e P3-P4 (W/m ² K)	$h = 25$

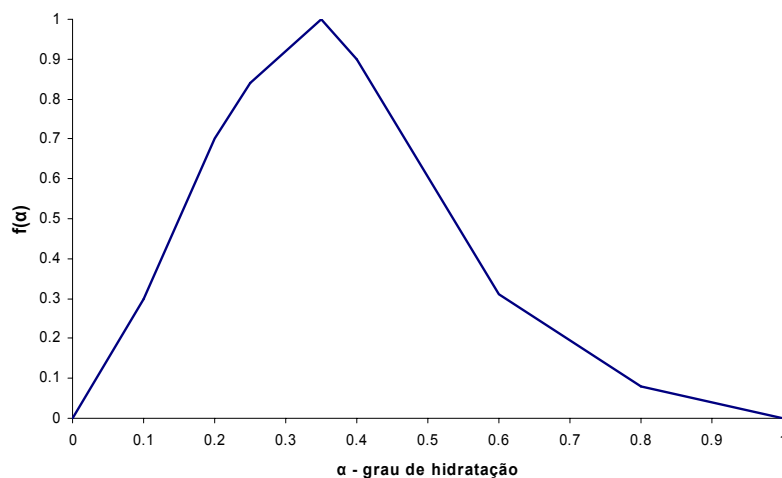


Figura 5.7 – Função $f(\alpha)$ para a geração de calor do betão do tetrápode

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do betão

Módulo de elasticidade (Pa)	$E = 20 \times 10^9 (\alpha)^{0.5}$
Coefficiente de Poisson	0.2
Coefficiente de dilatação térmica (K^{-1})	11×10^{-6}
Parâmetros da função de fluência (Lei da dupla potência)	$\phi_1 = 2.56 ; m = 0.35 ; n = 0.3$ $E_0 = 1.6 E ; t_d = 0.3024 \times 10^6 s$
Resistência à tracção (Pa)	$f_t = 1.5 \times 10^6 \alpha$

5.2.3 Resultados do modelo térmico

Como resultados do modelo térmico destacam-se as evoluções da temperatura e do grau de hidratação. As evoluções das temperaturas registadas nos pontos P1 e P2, e documentadas na Figura 5.8a, reproduzem com bastante coerência os resultados mencionados em de Borst e van den Boogaard (1994) e representados na Figura 5.8b. Conforme seria de esperar, observa-se que a temperatura do ponto interior P1 atinge valores bastante mais elevados que no ponto P2 localizado à superfície. No instante de temperatura máxima em P1 (cerca de 47°C às 28 horas de idade) chega a existir uma diferença de temperatura de cerca de 25°C entre P1 e P2.

A nível da evolução do grau de hidratação a Figura 5.9 documenta alguma diferença entre P1 e P2, traduzindo a influência do historial de temperaturas sobre a cinética da reacção de hidratação: em P1 a hidratação dá-se a maior velocidade do que em P2 uma vez que no eixo de axissimetria se registam temperaturas mais elevadas do que na superfície do tetrápode, atingindo-se até um grau de hidratação final superior.

São também apresentados mapas de evolução dos campos de temperatura (Figura 5.10) e do grau de hidratação (Figura 5.11) no tetrápode em instantes seleccionados: é possível a observação dos gradientes de temperatura na secção, bem como das consequências da evolução do campo de temperaturas sobre a evolução temporal e espacial do grau de hidratação. Confirmam-se de um modo geral as considerações anteriormente efectuadas em relação aos pontos P1 e P2. Com efeito, a zona inferior esquerda da discretização sofre maiores variações de temperatura em resultado da sua localização junto a fronteiras isoladas: por sua vez as zonas superficiais em geral

registam menores variações de temperatura. As maiores elevações de temperatura nas zonas interiores reflectem-se na evolução do grau de hidratação. Este efeito é facilmente perceptível no instante $t=18h$, em que a vizinhança de P1, com temperaturas mais elevadas (superiores a 42°C), corresponde à zona com grau de hidratação mais elevado (superior a 0.8).

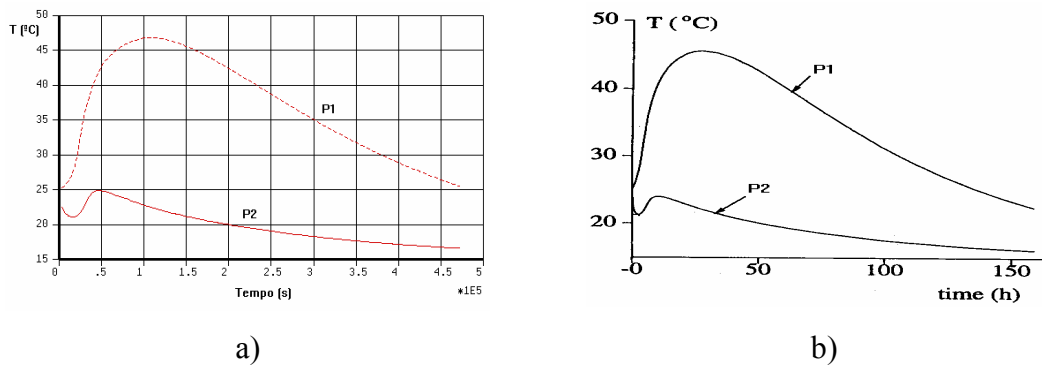


Figura 5.8 – Temperaturas nos pontos P1 e P2: a) análise da presente dissertação; b) de Borst e van den Boogaard (1994)

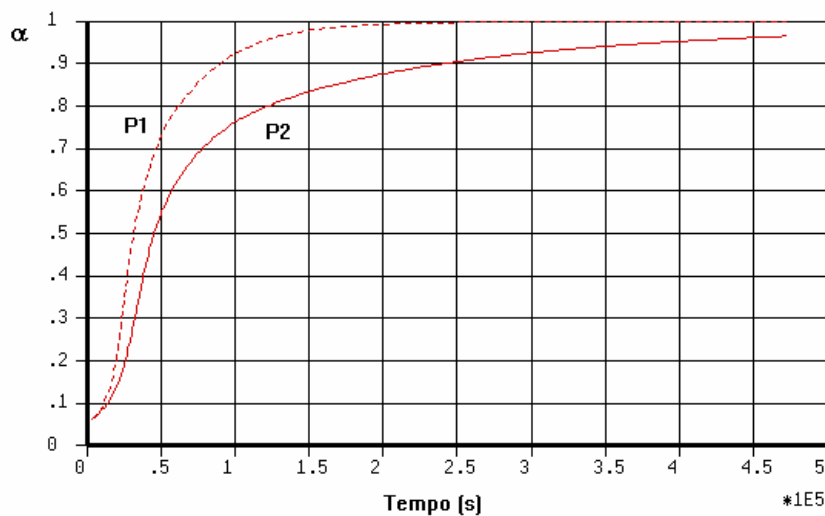


Figura 5.9 – Graus de hidratação nos pontos P1 e P2

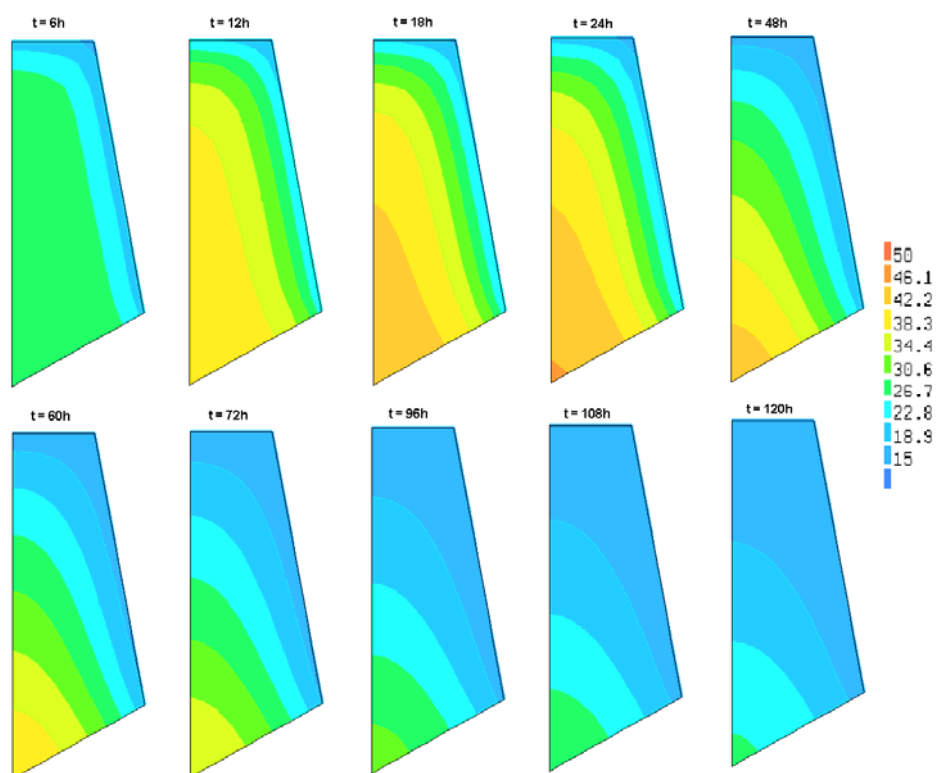


Figura 5.10 – Evolução do campo de temperatura (°C)

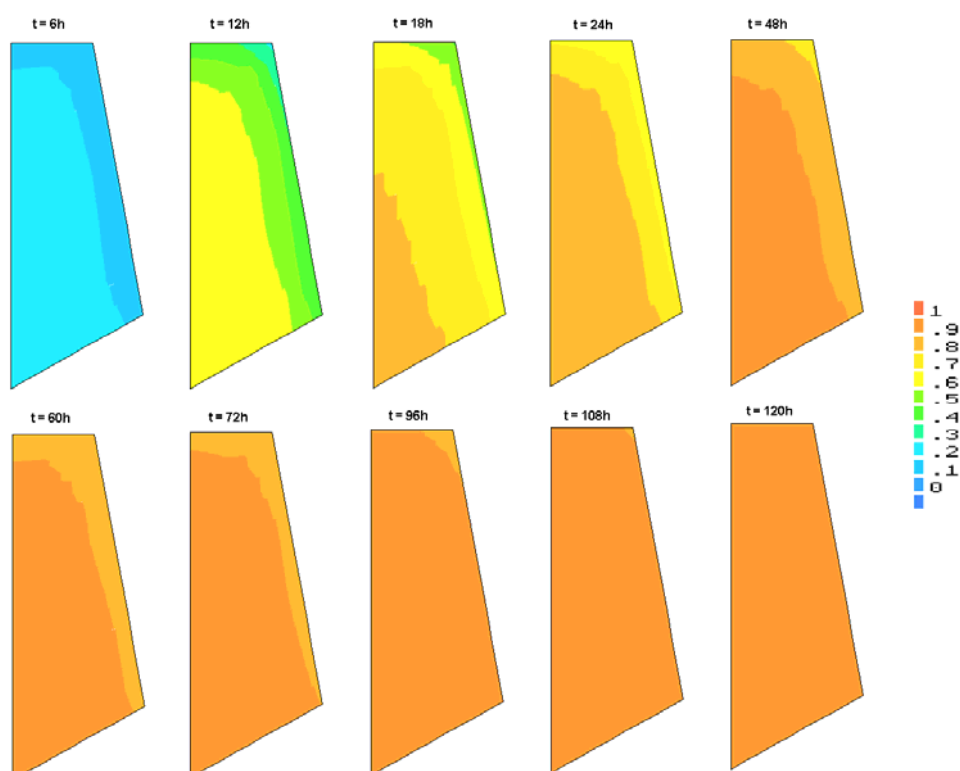


Figura 5.11 – Evolução do grau de hidratação

5.2.4 Resultados do modelo mecânico

Tendo como objectivo a aferição da sensibilidade dos resultados obtidos em análises mecânicas de betão nas primeiras idades aos fenómenos da fluência e da fendilhação, no que diz respeito à grandeza e distribuição espacial e temporal das tensões geradas, foram efectuadas três análises mecânicas distintas:

- com fluência e sem fendilhação;
- com fluência e fendilhação;
- sem fluência nem fendilhação.

Modelação com fluência e sem fendilhação

Na Figura 5.12 documenta-se a evolução ao longo da hidratação das tensões principais máximas no tetrápode num conjunto de instantes considerados representativos, estando representadas a vermelho as tensões de tracção mais elevadas, seguidas da representação a verde (tensões de tracção intermédias) e finalmente a azul as tensões de tracção mais baixas, que em alguns casos são de compressão (não é apresentada a escala de tensões, uma vez que para cada instante a respectiva escala é distinta). Constata-se a ocorrência inicial de tensões de tracção importantes na zona superficial e inferior da perna do tetrápode, em virtude da elevação de temperatura no núcleo da peça ser superior à da zona periférica (ver Figura 5.10), pelo que aquela região ao tender a dilatar mais do que esta chega a ocasionar tracções na vizinhança de P2. Assim que se inicia o processo de arrefecimento da zona interior (cerca das 28h) observa-se a migração das tensões de tracção superficiais para o interior do tetrápode, até se tornarem completamente interiores (e na sua grande maioria verticais) no instante final da análise. Esta migração está relacionada com o facto de o arrefecimento na zona interior corresponder a um gradiente térmico superior ao da zona superficial (uma vez que as temperaturas atingidas são bastante mais elevadas no núcleo), tendo como consequência a continuidade da contracção da zona interior quando a zona superficial já se encontra a temperaturas muito próximas da temperatura ambiente. Por este motivo o núcleo contrai mais do que a periferia, ficando aquele traccionado e comprimida a superfície periférica.

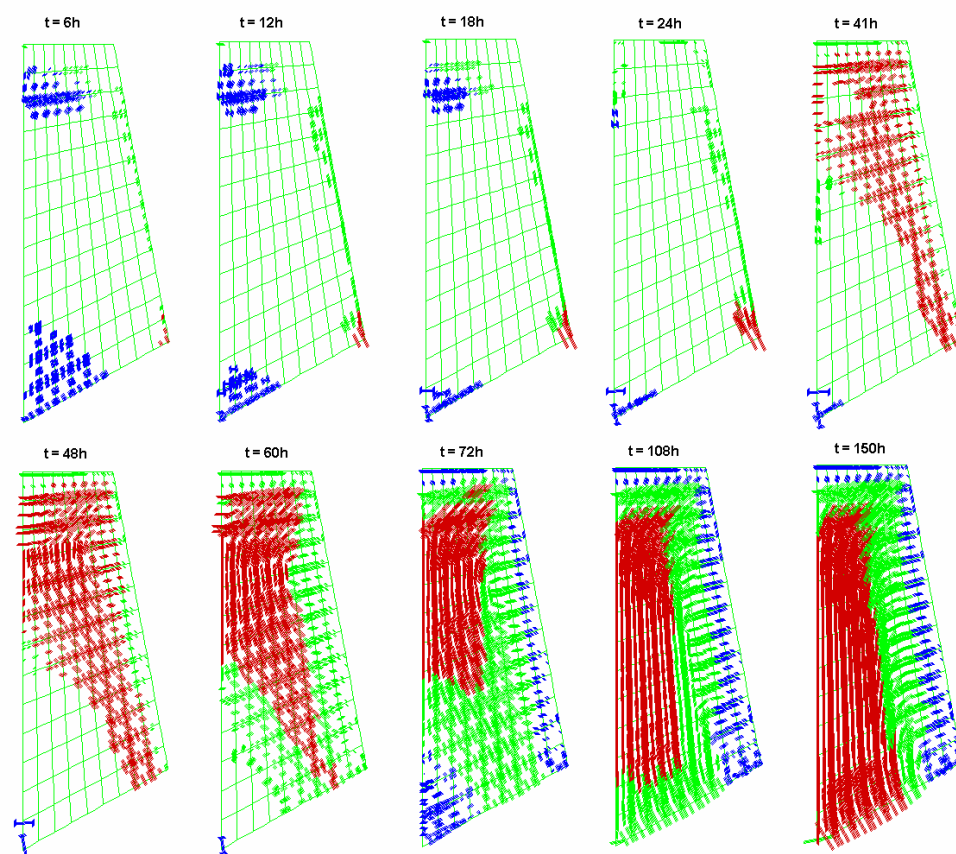


Figura 5.12 – Tensões principais

Na Figura 5.13 pode avaliar-se a evolução da grandeza das tensões principais de tracção correspondentes aos vectores representados na Figura 5.12. Consta-se que as tensões superficiais de tracção iniciais que se desenvolvem na periferia são inferiores a 1MPa, e que no núcleo as tensões de tracção verticais correspondentes à contracção do tetrápode atingem (ou ultrapassam) 1.5MPa. Uma vez que a resistência à tracção do betão varia ao longo do processo de hidratação, é necessário o recurso ao índice de fendilhação (critério das tensões) para avaliar as zonas e instantes de risco crítico. Apresenta-se na Figura 5.14 a evolução do referido índice de fendilhação, observando-se que o valor unitário é ultrapassado no instante $t=6h$ para a zona superficial inferior. Cerca das 108h é atingido novamente o valor unitário do índice de fendilhação sobre o eixo de simetria P1-P4 e a cerca de 2/3 da altura (ponto Px da Figura 5.5), chegando-se às 150h com mais 50% da zona em torno do referido eixo com valores deste índice iguais ou superiores a 1.

Apresentam-se na Figura 5.15 as evoluções da resistência e da tensão de tracção que se desenvolvem nos pontos onde se verifica maior risco de fendilhação: P2 e Px. Relativamente a P2 verifica-se que a resistência à tracção do betão é ultrapassada numa

idade em torno das 6h. No que diz respeito a P_x , a mesma situação ocorre cerca das 108h de idade.

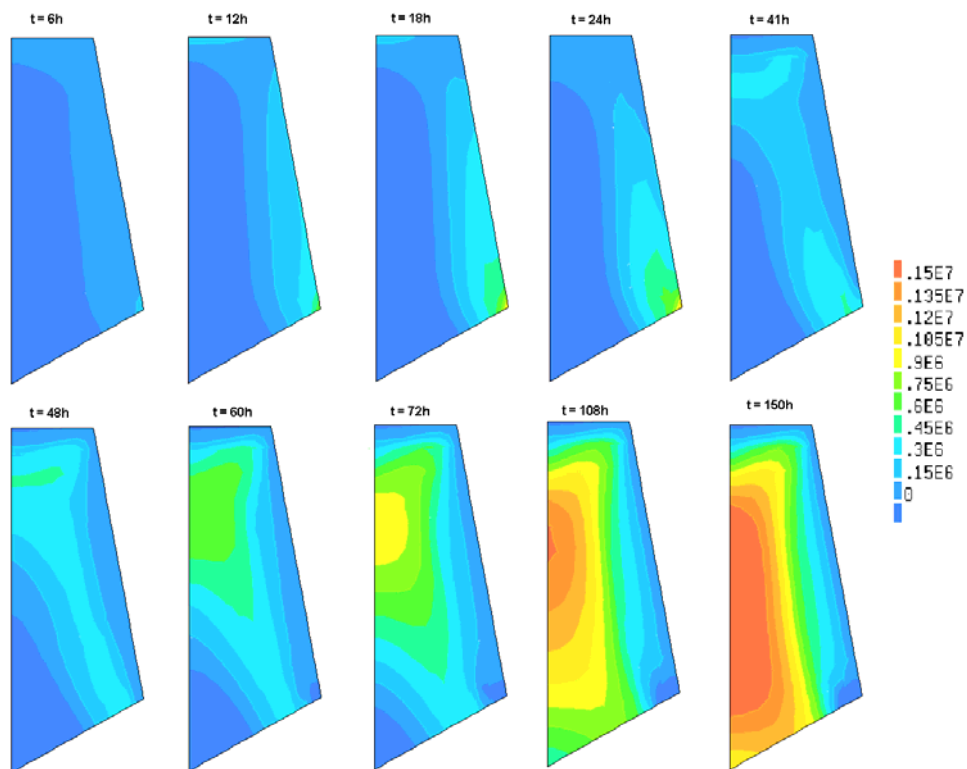


Figura 5.13 – Grandeza das tensões principais de tracção (Pa)

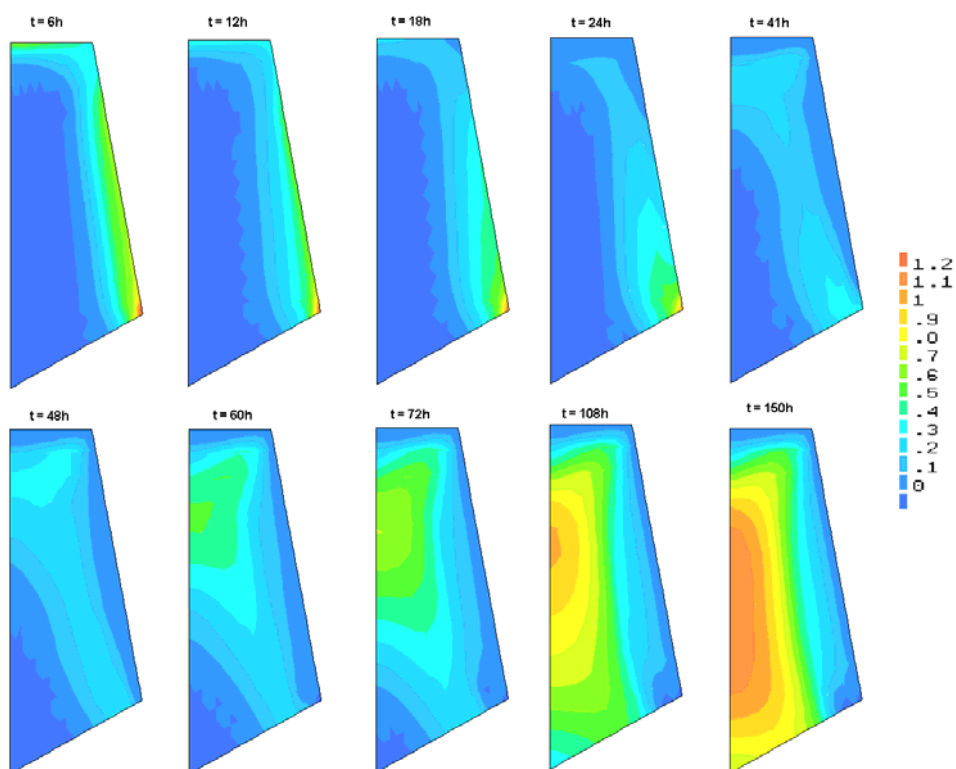


Figura 5.14 – Evolução do índice de fendilhação

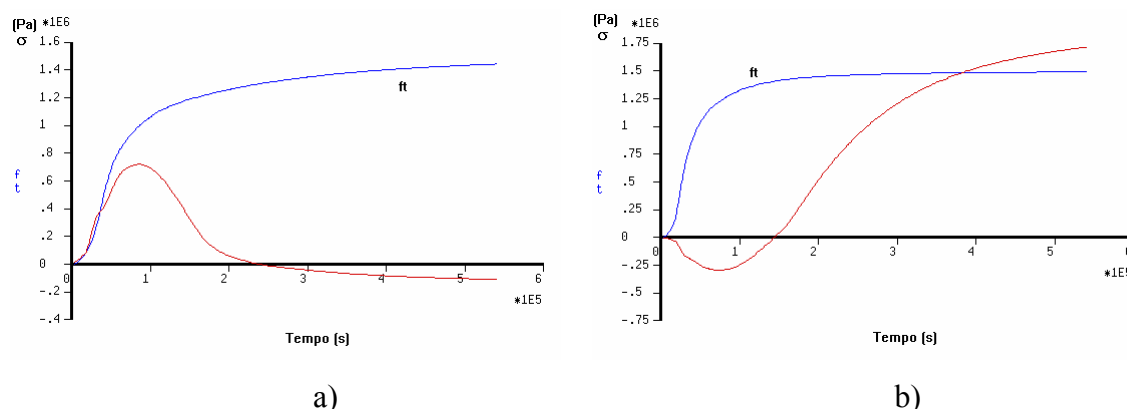


Figura 5.15 – Evolução da resistência e da tensão principal de tracção em: a) P2 e b) Px

Os resultados obtidos com este tipo de análise que não simula a fendilhação perdem validade a partir do momento em que em algum ponto seja ultrapassada a resistência instantânea à tracção. No caso particular desta aplicação, essa resistência é excedida às 6h de idade em P2. Se fosse considerada a fendilhação, nesse instante ocorreria a abertura de fendas em torno de P2, que provocaria a redistribuição de tensões para outras zonas do tetrápode; logo todos os resultados da modelação que acaba de ser apresentada deixam de ser realistas após o instante em que a fendilhação tem origem. Admitindo que não são significativos os erros associados à não consideração desta fendilhação em torno das 6h, pode aceitar-se a análise efectuada para discutir o que se sucede em Px, ponto que cerca das 108h vê excedida a resistência à tracção do betão: neste caso os erros da análise são significativos para instantes superiores a 108h, uma vez que a tensão em Px aumenta bastante para além de f_t , o que não é realista e conduz a resultados que se afastam consideravelmente da redistribuição de tensões que realmente aconteceria em virtude da fendilhação.

No contexto em que usualmente são enquadradas estas análises numéricas, a não consideração do fenómeno de fendilhação geralmente não constitui um problema quando o objectivo seja evitar a fendilhação. Assim, se em qualquer instante a tensão resistente à tracção é atingida, deverão ser efectuados ajustes nas condições de cura e de colocação do betão para que tal não aconteça. Os referidos ajustes poderão ser feitos a vários níveis, entre os quais se pode mencionar a utilização de cimentos com inferior calor de hidratação, ou a sujeição a diferentes condições de cura (quer a nível de temperatura exterior, quer a nível da utilização de isolamentos, ou do recurso a sistemas para refrigeração interna da massa de betão).

Modelação com fluência e fendilhação

Na revisão bibliográfica realizada no âmbito desta dissertação não foram encontrados estudos abordando o comportamento do betão com fendilhação nas primeiras idades que ofereçam garantias de acuidade razoável. A maior parte das metodologias recorre a simplificações sem base experimental significativa (ver Capítulo 4), pelo que quaisquer resultados de modelações de betão jovem com fendilhação deverão ser apresentados e discutidos com prudência.

O tetrápode foi analisado com inclusão de um modelo de fendilhação distribuída (tipo “*fixed smeared crack*”), utilizando a abordagem adoptada em de Borst e van den Boogaard (1994): o comportamento unidimensional em tracção é assumido linear até ser atingido o valor instantâneo da resistência à tracção (em evolução durante a hidratação), seguindo-se um ramo de amaciamento linear até uma extensão última igual a 0.033.

Neste caso em estudo, as diferenças de resultados entre a análise com fendilhação e a anterior (sem fendilhação) não são muito significativas. No entanto, é interessante a constatação das consequências a nível da redistribuição das tensões de tracção.

Na Figura 5.16 pode-se observar a abertura de fendas na vizinhança de P2 no instante $t=6h$, conforme havia sido previsto pela análise anterior. A abertura das fendas na periferia do tetrápode aumenta durante a fase de expansão até cerca das 41h, instante após o qual a contracção do tetrápode conduz à progressiva diminuição da abertura das fendas. No instante $t=108h$ surge fendilhação em Px, a qual se expande depois na direcção de P1, atingindo-se as 150h com uma apreciável região do núcleo fissurada.

A Figura 5.17 reproduz o desenvolvimento das tensões principais de tracção referentes à análise com fendilhação. Por comparação desta figura com a sua homóloga no cálculo sem fendilhação (Figura 5.13), constata-se que as tensões de tracção que se geravam até às 41h na vizinhança de P2 surgem agora ligeiramente deslocadas em direcção ao núcleo e com valores inferiores, como consequência das redistribuições provocadas pelo processo de fendilhação superficial. No que diz respeito à distribuição de tensões na vizinhança do eixo de simetria após a fendilhação em Px (às 108h), verifica-se um ligeiro alargamento da zona de tensões máximas de tracção, que no entanto se mantêm abaixo do valor instantâneo de f_t .

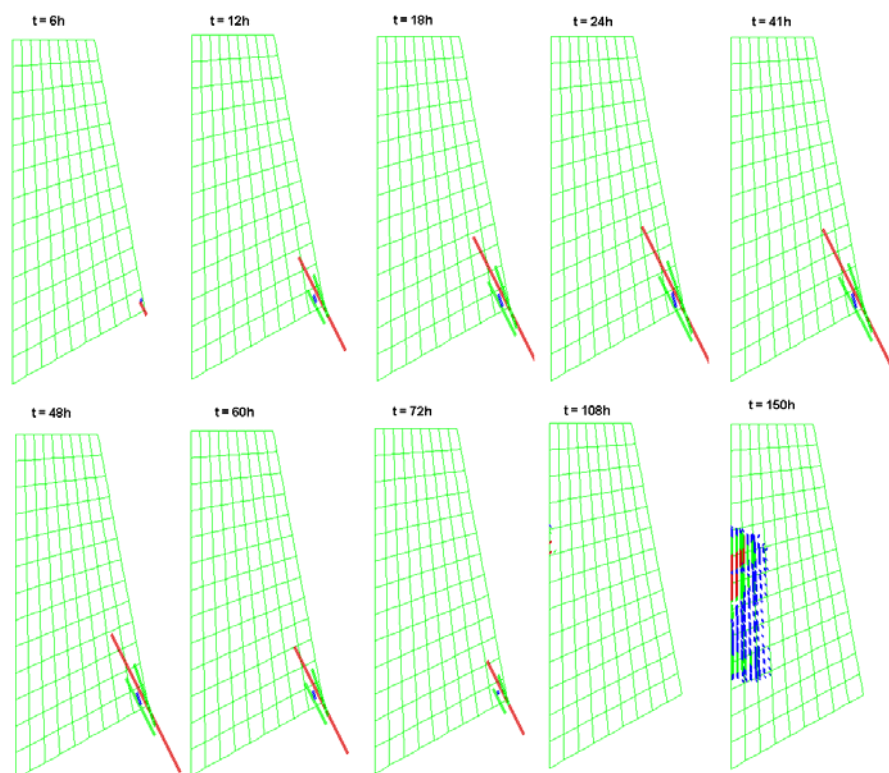


Figura 5.16 – Vectores de fendilhação (perpendiculares ao plano da fenda)

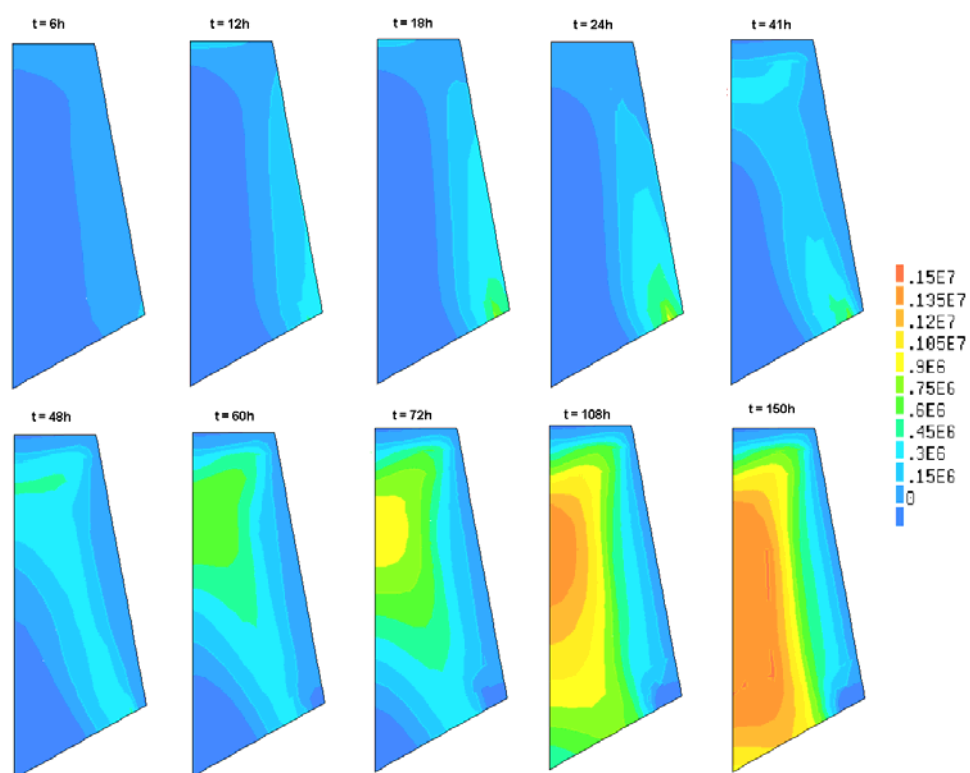


Figura 5.17 – Grandeza das tensões principais de tracção (Pa)

É também interessante que as evoluções das resistências e das tensões de tracção nos pontos P2 e Px representadas na Figura 5.18 sejam comparadas com as referentes ao cálculo sem fendilhação (Figura 5.15). Para o ponto P2 a tensão máxima de tracção atingida é na Figura 5.18 inferior, em virtude das redistribuições provocadas pela fendilhação. Uma vez que a fendilhação inicial é bastante localizada, não se verificam consequências na evolução da tensão de tracção em Px, que é praticamente idêntica para ambas as análises até à ocorrência da fendilhação. A partir do instante em que se dá a fendilhação neste ponto ocorre diminuição da tensão de tracção em Px, ocasionando uma redistribuição de tensões para pontos vizinhos.

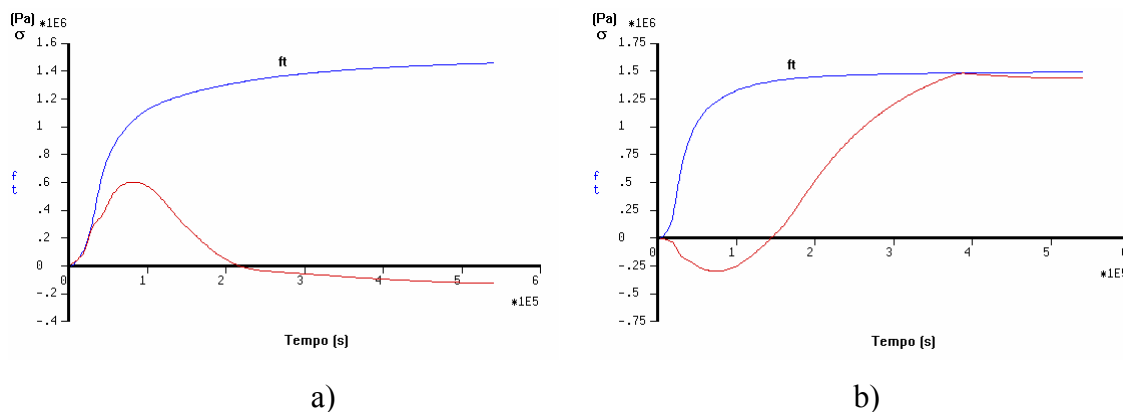


Figura 5.18 – Evolução da resistência e da tensão de tracção em: a) P2 e b) Px

Modelação sem fluência nem fendilhação

Esta terceira abordagem do problema tem como objectivo essencial ilustrar a importância do fenómeno da fluência na distribuição de tensões em análises de estruturas de betão nas primeiras idades. Com efeito a fluência desempenha um papel muito relevante na dissipação de tensões de origem térmica provocadas pelo calor de hidratação. Na Figura 5.19 estão documentados os resultados que seriam obtidos com uma análise do tetrápode sem fluência e sem fendilhação. Verifica-se que a zona superficial (ponto P2 - Figura 5.19a) ficaria submetida a tensões de tracção bastante mais elevadas do que as obtidas com as modelações anteriores, concluindo-se que os elevados valores de fluência nas primeiras horas são fundamentais para a dissipação destas tensões. Por outro lado em Px é induzida uma compressão inicial bastante mais elevada que nos cálculos anteriores, tendo como consequência a permanência deste ponto em compressão durante todo o ensaio numérico.

A inclusão de modelos de fendilhação nesta análise sem fluência conduziria a fendilhações excessivas na superfície (resultados errados), não trazendo qualquer benefício à análise.

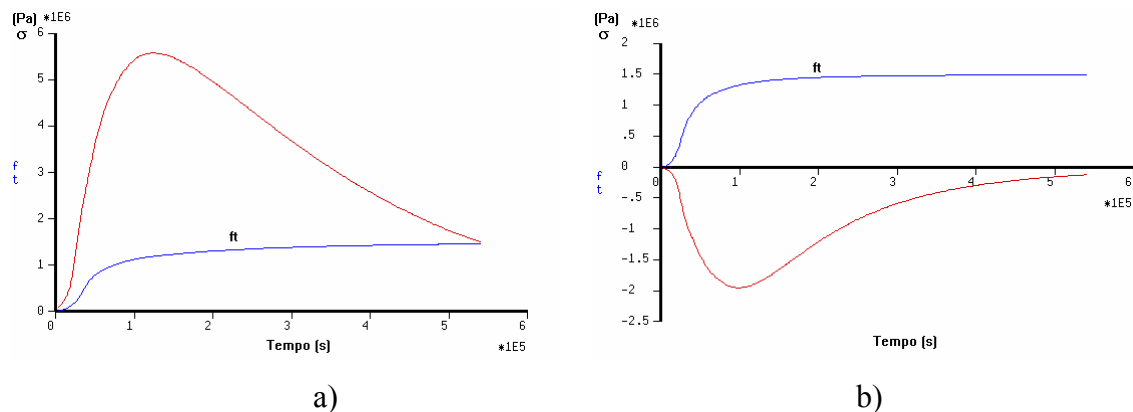


Figura 5.19 – Evolução da resistência e da tensão principal de tracção em: a) P2 e b) Px

Conclui-se que é fundamental a consideração do fenómeno de fluência para a obtenção de resultados fidedignos. Chama-se a atenção para o facto de a escolha dos parâmetros da função de fluência ser portanto muito importante, condicionando fortemente a distribuição e grandeza das tensões, pelo que a caracterização daqueles parâmetros deverá ser efectuada, tanto quanto possível, com cuidada fundamentação experimental.

5.3 Muro de suporte

5.3.1 Descrição geral

No presente estudo analisar-se-á o comportamento nas primeiras idades de um muro de suporte betonado em segunda fase sobre uma sapata de fundação. São bem conhecidos os problemas de fendilhação neste tipo de estrutura, quer de origem térmica no betão jovem, quer devidos à retracção no betão endurecido. A restrição oferecida pela fundação à parede, quando esta é betonada após o endurecimento daquela, conduz ao aparecimento de tensões de tracção que poderão justificar o aparecimento de fendas verticais (na zona central) e diagonais (junto aos extremos), conforme se pode observar na Figura 5.20.

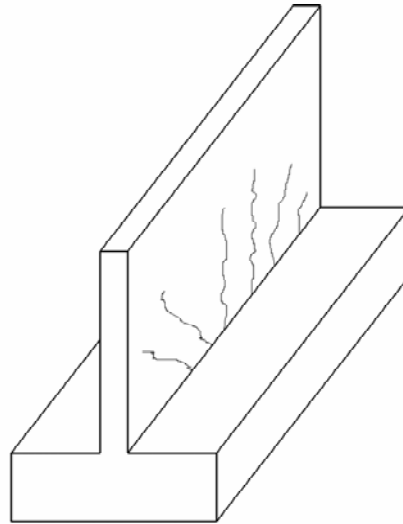


Figura 5.20 – Padrão de fendilhação usual em muros de suporte

Inicialmente será analisado um exemplo reportado em Lura e Breugel (2001), que consiste na modelação em estado plano de deformação da secção transversal de um muro com 0.40m de espessura, betonado sobre uma fundação rígida.

Posteriormente, e considerando muros com a mesma secção transversal, serão apresentadas modelações 3D reportadas a desenvolvimentos de 8m, 16m e 32m, por forma a extrair ilações acerca da influência da relação comprimento/altura do muro sobre a grandeza e a localização das tensões longitudinais máximas de tracção.

Dada a relevância prática que este tipo de estruturas assume, muito usual na construção corrente, proceder-se-á igualmente a uma análise simplificada dos muros com desenvolvimentos de 8m, 16m e 32m, que fundamentalmente consiste em combinar duas análises planas:

- (i) Uma no plano da secção transversal, em estado plano de deformação, que corresponde a admitir que a restrição à deformação livre do muro na direcção longitudinal é total, e portanto constante em altura. Nesta análise o campo de temperaturas na secção será determinado recorrendo ao modelo térmico, e as tensões normais que se desenvolvem longitudinalmente resultarão da aplicação do modelo mecânico, tal como efectuado para o tetrápode.
- (ii) Outra segundo o folheto médio do muro (que é um plano de simetria para a análise em causa), que permitirá avaliar as tensões normais que se desenvolveriam longitudinalmente sob uma variação de temperatura constante ΔT (no caso $\Delta T = -10^{\circ}\text{C}$), mas tendo em consideração a

geometria real do muro, que dita um grau de restrição variável em altura. Este grau de restrição (Rostásy et al. 1998) é definido pelo quociente $\gamma = \sigma / \sigma_{rt}$, em que σ representa a tensão longitudinal obtida na presente análise (conduzida elasticamente), e $\sigma_{rt} = E \alpha_{cT} \Delta T$ corresponde à tensão longitudinal que seria obtida numa análise elástica com restrição total segundo o desenvolvimento do muro (ou equivalentemente, em estado plano de deformação).

Multiplicando as tensões normais da análise (i) correspondentes à direcção longitudinal – as mais preocupantes do ponto de vista da fissuração – pelo grau de restrição γ determinado na análise (ii), demonstrar-se-á que para os desenvolvimentos considerados se poderão obter resultados próximos dos obtidos na análise termo-mecânica 3D, embora com um esforço de cálculo significativamente menor.

5.3.2 Simulação bidimensional

O muro será primeiramente modelado num estado plano de deformação (restrição de 100% na direcção longitudinal), e tirando ainda partido da simetria indicada na Figura 5.21.

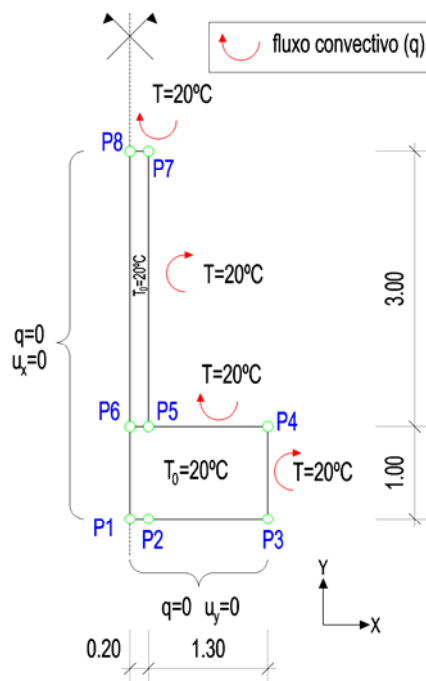


Figura 5.21 – Geometria e condições fronteira

Apenas no betão correspondente ao domínio delimitado pelo contorno P6-P5-P7-P8 será simulado o processo de cura; o betão delimitado pelo contorno P1-P3-P4-P6 considera-se endurecido e com propriedades mecânicas equivalentes às que serão descritas para a situação de hidratação completa.

Em termos de condições fronteira para o modelo térmico consideram-se isoladas as linhas P1-P6-P8 (eixo de simetria – $q=0$) e P1-P2-P3 (ausência de trocas com o solo – $q=0$). Conforme se pode constatar na Figura 5.21, a temperatura exterior é constante com o valor de 20°C durante toda a análise, havendo fluxos convectivos através das linhas P3-P4, P4-P5, P5-P7 e P7-P8. A temperatura inicial do betão (endurecido e em maturação) é de 20°C.

Em termos de condições fronteira para o modelo mecânico a linha P1-P6-P8 (eixo de simetria) considera-se restringida na direcção X ($u_x=0$), e a linha P1-P2-P3 está restringida na direcção Y ($u_y=0$).

Os dados relativos às propriedades térmicas do betão do muro encontram-se descritos na Tabela 5.3 e os correspondentes às propriedades mecânicas representam-se na Tabela 5.4. Note-se que a análise térmica foi conduzida de acordo com Lura e Breugel (2001), mas a análise mecânica foi realizada com parâmetros distintos.

A função que traduz a evolução do calor de hidratação do betão foi calculada com base na composição deste, descrita na Tabela 5.5 e na Tabela 5.6. Em Lura e Breugel (2001) a evolução do calor de hidratação em condições adiabáticas foi obtida com recurso ao programa HYMOSTRUC, enquanto que no presente trabalho foi determinada com recurso ao programa desenvolvido a partir dos procedimentos do DuCOM, e implementado no âmbito da presente dissertação conforme referido no Capítulo 2. Na Figura 5.22 apresenta-se a comparação das evoluções de temperatura em condições adiabáticas obtidas pelos dois métodos. Verifica-se uma boa coerência entre os resultados das duas abordagens, principalmente se for tido em conta o facto dos correspondentes algoritmos de cálculo serem bastante diferentes. Para efeitos das análises térmicas foi utilizada a curva correspondente ao HYMOSTRUC, de forma a permitir uma comparação mais directa com os resultados finais documentados em Lura e Breugel (2001).

Tabela 5.3 – Propriedades térmicas do betão

Condutibilidade térmica (W/m K)	$k = 2.6$
Calor específico (J/m ³ K)	$c = 2150$
Coeficiente de convecção (a) P5-P7 (W/m ² K)	$h_{(a)} = \begin{cases} 3.1 & 0 \leq t \leq 72h \\ 5 & t > 72h \end{cases}$
Coef. convecção (b) P3-P4; P4-P5; P7-P8 (W/m ² K)	$h_{(b)} = 5$
Energia de activação aparente (kJ/mol)	45.7

Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas do betão

Módulo de elasticidade (Pa)	$E = 29 \times 10^9 \alpha^{0.5}$
Coeficiente de Poisson	0.2
Coeficiente de dilatação térmica (K ⁻¹)	12×10^{-6}
Parâmetros da função de fluência (Lei da dupla potência)	$\phi_1 = 2.56 ; m = 0.35 ; n = 0.3$ $E_0 = 1.35 E ; t_d = 0.3024 \times 10^6 s$

Tabela 5.5 – Características do cimento da mistura

C3S (% em peso)	47.56
C2S (% em peso)	24.89
C3A (% em peso)	9.52
C4AF (% em peso)	7.14
Blaine (m ² /kg)	401

Tabela 5.6 – Proporções dos componentes na mistura

Cimento (kg/m ³)	400
Água (l/m ³)	170
Agregados (kg/m ³)	1823

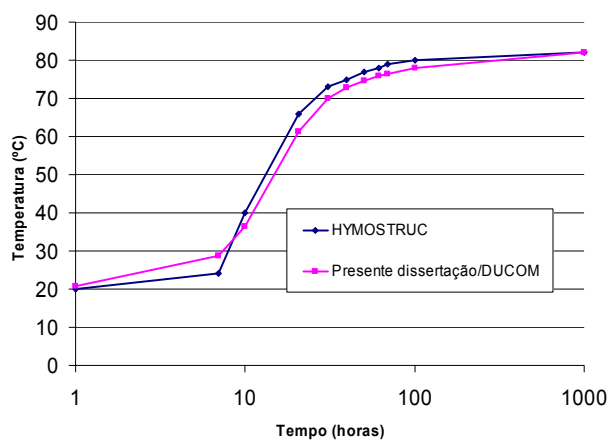


Figura 5.22 – Previsão da evolução da temperatura em condições adiabáticas

No modelo térmico foram utilizados EF quadriláteros de quatro nós, com 2x2 pontos de integração. Para as fronteiras convectivas foram adoptados elementos lineares de dois nós, com 2 pontos de integração. No modelo mecânico foram utilizados EF de oito nós em estado plano de deformação, com 2x2 pontos de Gauss. Para ambos os modelos foi utilizada a mesma discretização, ilustrada na Figura 5.23.

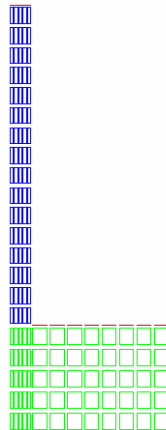


Figura 5.23 – Malha de elementos finitos

No domínio do tempo foi analisado um período de 120h, dividido em incrementos de uma hora.

5.3.2.1 Resultados do modelo térmico

No tocante à análise térmica, na Figura 5.24a representa-se a evolução da temperatura em três pontos seleccionados sobre o eixo de simetria do muro: um ponto a meia altura da parede (na figura identificado por Cent.), um ponto na vizinhança da fronteira P7-P8 (Sup.) e um ponto na vizinhança da fronteira P5-P6 (Inf.). Observa-se claramente um comportamento diferente nos referidos pontos, sendo que o ponto Cent. atinge temperaturas mais elevadas, registando-se acréscimos de temperatura da ordem dos 15°C em relação ao ponto Inf.. Os valores obtidos para as temperaturas apresentam uma boa coerência com os resultados apresentados em Lura e Breugel (2001) para este exemplo, tal como ilustrado na Figura 5.24b. Na Figura 5.25 apresentam-se mapas de evolução da temperatura para a secção em análise, e para alguns instantes seleccionados.

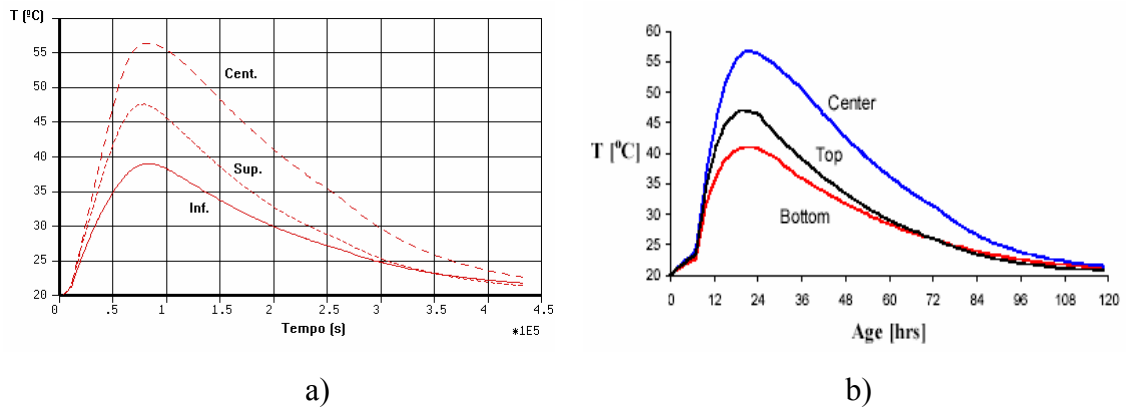


Figura 5.24 – Evolução da temperatura em pontos localizados sobre o eixo de simetria: a) presente dissertação; b) Lura e Breugel (2001)

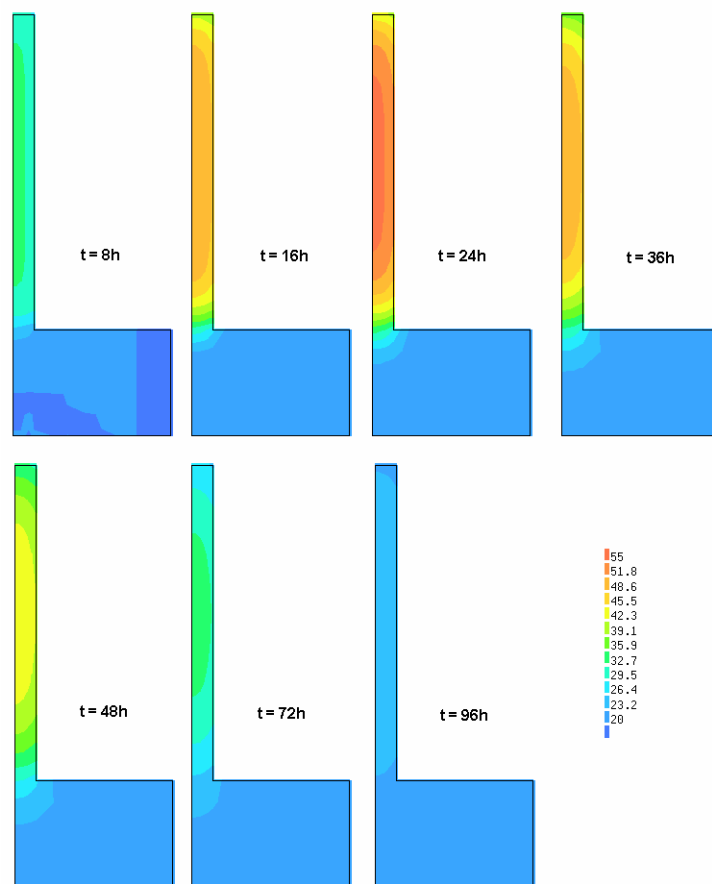


Figura 5.25 – Evolução de temperaturas (°C) na secção do muro

No que diz respeito ao grau de hidratação constata-se uma relativa homogeneidade ao nível da respectiva evolução na secção (ver Figura 5.26 e Figura 5.27), verificando-se a correspondência esperada entre os pontos Cent. e Inf. em que ocorrem os máximos e mínimos acréscimos de temperatura (ver Figura 5.24) e os

pontos Cent. e Inf. em que ocorrem as taxas de evolução e valores finais do grau de hidratação máximos e mínimos.

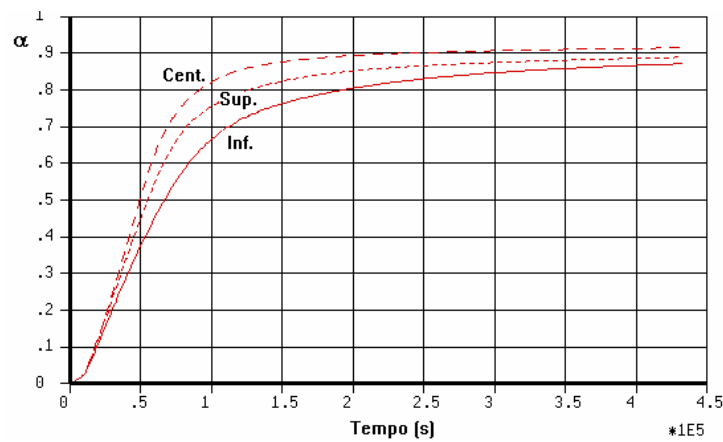


Figura 5.26 – Evolução do grau de hidratação

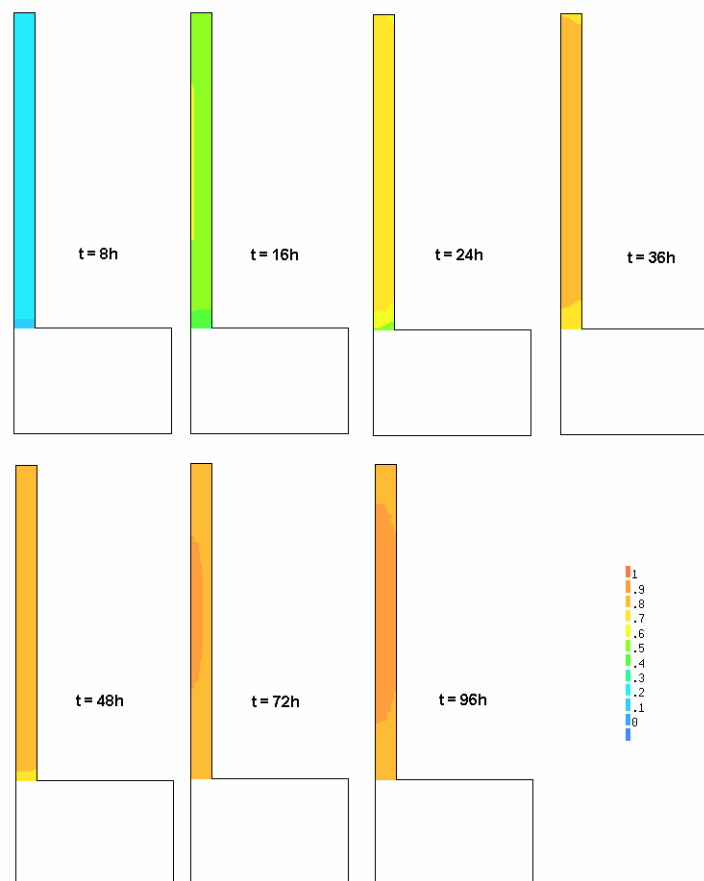


Figura 5.27 – Evolução do grau de hidratação na secção

5.3.2.2 Resultados do modelo mecânico

Na análise mecânica verificou-se que as tensões normais de tracção mais relevantes foram as perpendiculares ao plano da secção (tensões segundo o eixo longitudinal do muro). Estas tensões longitudinais de tracção atingem valores mais elevados sobre o eixo de simetria da secção transversal (ver Figura 5.28), sendo máximas na zona central (ver Figura 5.29). Verifica-se que as maiores tensões correspondem à zona a meia altura onde há maior decréscimo de temperatura na fase de arrefecimento do muro, sendo mínimas na ligação à fundação onde se regista o menor decréscimo da temperatura.

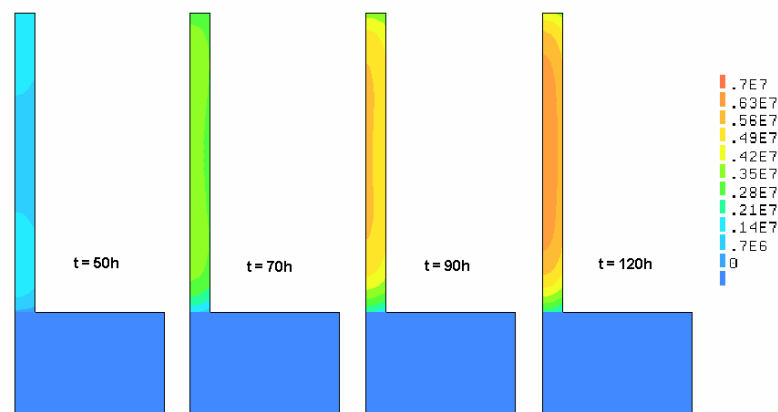


Figura 5.28 – Evolução da tensão normal de tracção na direcção longitudinal (Pa)

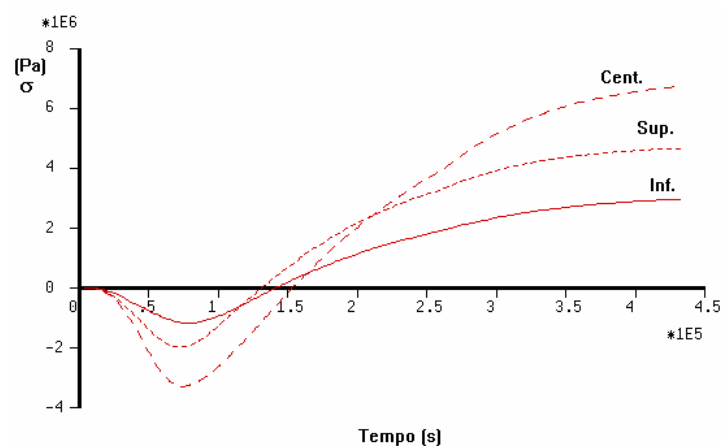


Figura 5.29 – Evolução das tensões normais de tracção na direcção longitudinal

Conclui-se que para o modelo em estado plano de deformação o desenvolvimento das tensões longitudinais no muro depende apenas do historial de temperatura, não se conseguindo captar o efeito da diminuição de restrição que tridimensionalmente ocorre

ao longo da altura, uma vez que nesta abordagem 2D a restrição longitudinal é constante em todos os pontos do muro.

5.3.3 Simulações tridimensionais

Para avaliação da influência das condições de restrição sobre as tensões geradas, procedeu-se à simulação tridimensional de três muros com desenvolvimentos longitudinais de 8m, 16m e 32m, mantendo a secção transversal considerada na simulação 2D. Foi modelado apenas um quarto da estrutura, tirando partido da dupla simetria do muro (ver Figura 5.30). Em termos das condições fronteira do modelo térmico adoptou-se a configuração indicada na Figura 5.30, em que a fronteira a vermelho traduz uma condição de contacto do betão com o ar, com interposição de cofragem durante as primeiras 72h da análise (o que corresponde à condição fronteira (a) definida na Tabela 5.3), e a fronteira a verde traduz uma condição de contacto do betão com o ar (o que corresponde à fronteira (b) definida na mesma tabela).

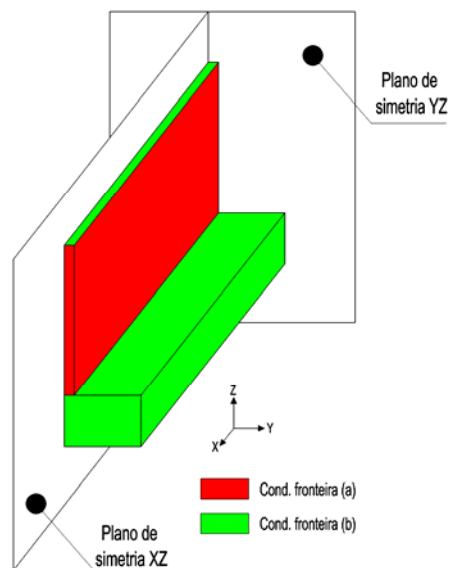


Figura 5.30 – Eixos globais, planos de simetria e condições fronteira do modelo 3D

No que diz respeito às condições de apoio para o modelo mecânico foram colocados apoios rígidos da seguinte forma: na direcção Y em todos os pontos pertencentes ao plano de simetria XZ; na direcção X em todos os pontos pertencentes ao plano de simetria YZ; na direcção Z em todos os pontos da base da sapata do muro.

5.3.3.1 Muro com 8m de desenvolvimento

Para a malha de EF tridimensionais adoptou-se no plano da secção uma discretização menos refinada que a do modelo 2D (ver Figura 5.31), devido ao maior esforço de cálculo associado às simulações 3D. Em termos do modelo térmico para o betão foram utilizados EF 3D lineares de 8 nós, associados a 2x2x2 pontos de integração nos nós. Para os elementos de superfície (fronteira convectiva) foram adoptados elementos planos de 4 nós, e um esquema de integração 2x2. Em termos do modelo mecânico foram utilizados elementos de volume parabólicos de 20 nós, e um esquema de integração com 3x3x3 pontos de Gauss.

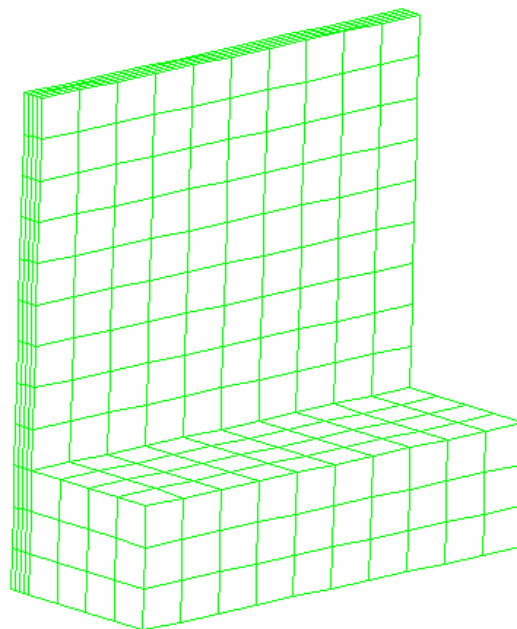


Figura 5.31 – Malha de elementos finitos – Muro de 8 m

Resultados do modelo térmico

Relativamente às temperaturas nas zonas adjacentes ao plano de simetria YZ, constatou-se na simulação 3D uma distribuição idêntica à verificada na simulação 2D. No entanto nos topos do muro registaram-se modificações do referido campo térmico: conforme se pode observar na Figura 5.32 apenas na proximidade do topo (cerca de 1m na direcção longitudinal) se fazem sentir os efeitos da perda de calor através da correspondente fronteira.

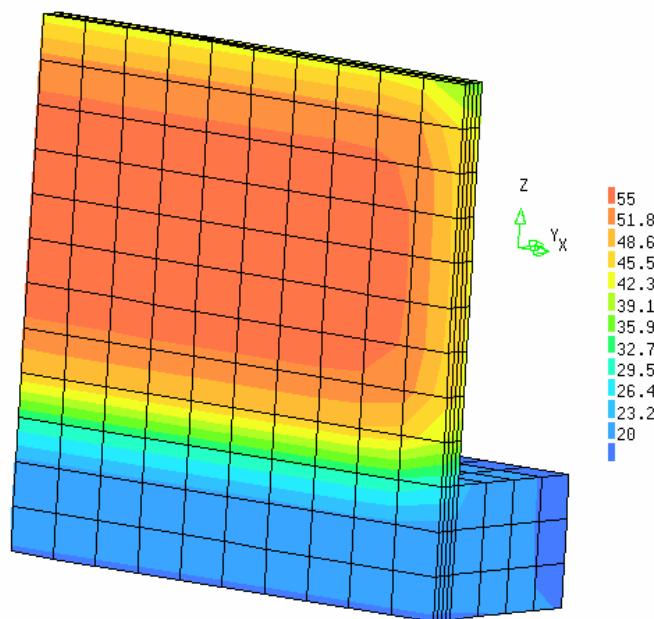


Figura 5.32 – Temperatura (°C) às 24h (muro de 8m)

Resultados do modelo mecânico

As tensões longitudinais ao muro na secção do plano de simetria YZ estão representadas na Figura 5.33. Em relação aos resultados obtidos no modelo plano (rever Figura 5.28) há duas constatações que são especialmente evidentes no modelo 3D: (i) os valores das tensões são mais baixos, e (ii) as tensões máximas já não se registam a meia altura do muro, ocorrendo antes na vizinhança da sapata de fundação. A comparação da Figura 5.34 com a Figura 5.29 reforça estas constatações, que serão objecto de clarificação mais adiante, no final do Subcapítulo 5.3.4.

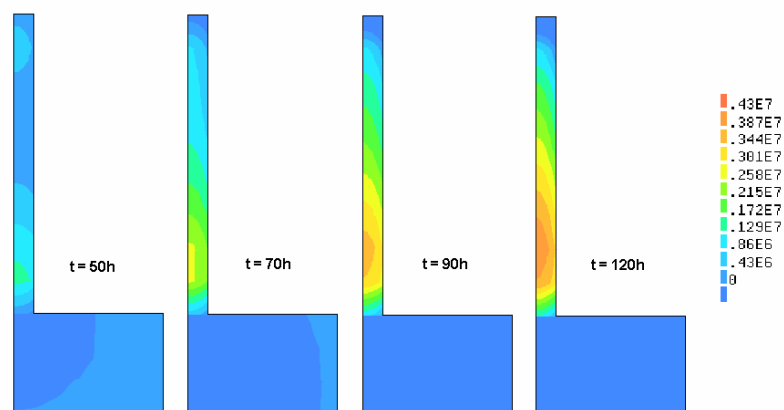


Figura 5.33 – Evolução da tensão longitudinal de tracção (Pa) no plano de simetria YZ do muro de 8m

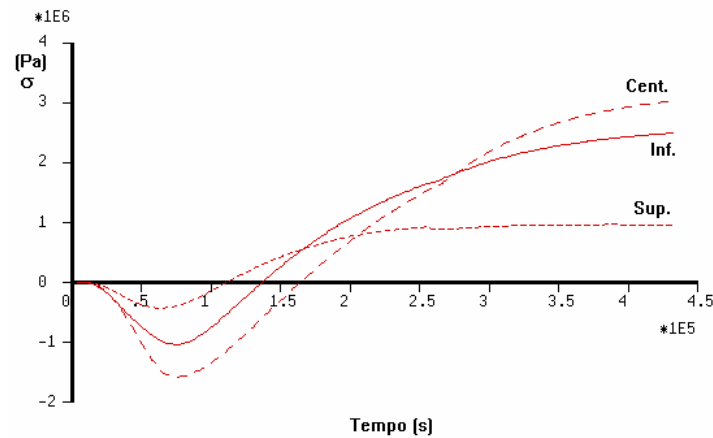


Figura 5.34 – Evolução da tensão longitudinal de tracção no plano de simetria YZ do muro de 8m

A Figura 5.35 ilustra a evolução da grandeza das tensões longitudinais de tracção no plano de simetria XZ para $t=120h$ (a representação da sapata foi omitida). Constata-se que a secção correspondente ao plano de simetria YZ (limite esquerdo da Figura 5.35) é aquela em que as referidas tensões atingem valores mais elevados.

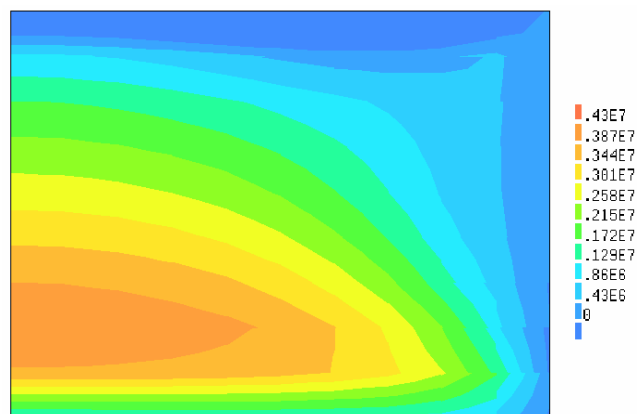


Figura 5.35 – Tensões longitudinais de tracção (Pa) no plano de simetria XZ do muro de 8m para $t=120h$

O objectivo dos estudos tridimensionais centrou-se na análise das tensões longitudinais de tracção no plano de simetria, para comparação com os resultados obtidos na análise em estado plano de deformação. No entanto a modelação 3D permite igualmente identificar a ocorrência de tensões inclinadas importantes na interface parede/fundação junto à extremidade do muro, conforme se pode observar na Figura 5.36 em que são representadas as tensões principais às 120h. É com base nestas tensões que se justifica o aparecimento das fendas inclinadas referidas em 5.3.1 e representadas na Figura 5.20. A grandeza destas tensões inclinadas chega a ser superior à das tensões longitudinais no plano de simetria YZ, conforme se pode observar na Figura 5.37 onde

é indicada a grandeza das tensões correspondentes aos vectores apresentados na Figura 5.36, e em que houve o cuidado de manter a mesma escala de tensões da Figura 5.35 para facilitar a comparação.

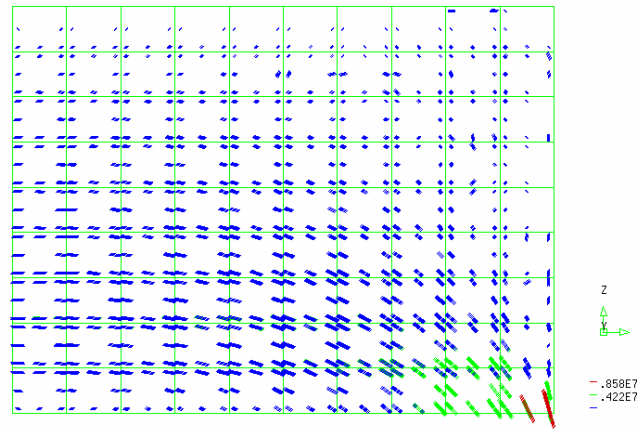


Figura 5.36 –Tensões principais no plano de simetria XZ do muro de 8m para $t=120h$

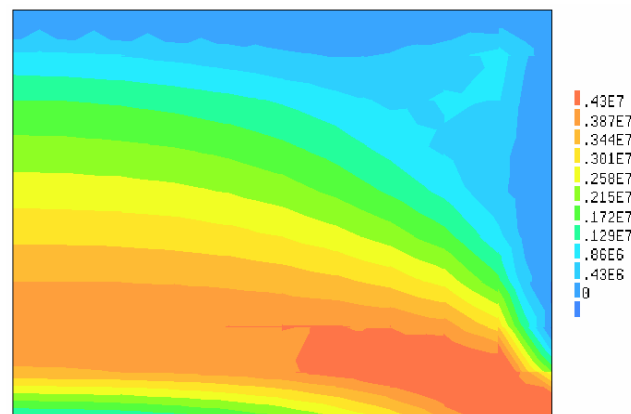


Figura 5.37 – Grandeza das tensões principais de tracção máximas (Pa) no plano de simetria XZ do muro de 8m para $t=120h$

5.3.3.2 Muro com 16m de desenvolvimento

Para o muro com desenvolvimento de 16m adoptou-se a malha de EF 3D representada na Figura 5.38, em que se consideraram condições fronteira iguais às referidas para o desenvolvimento de 8m, e se discretiza um quarto da parede.

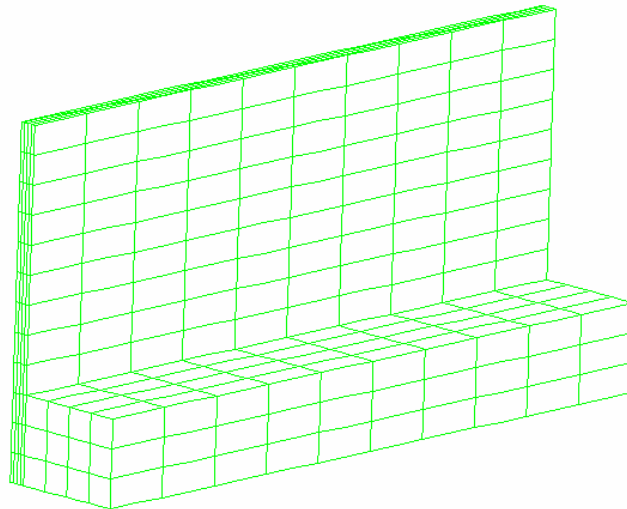


Figura 5.38 – Malha de elementos finitos 3D - Muro de 16m

Os resultados obtidos na análise térmica foram idênticos aos que se obtiveram no muro com 8m de desenvolvimento, uma vez que a perda de calor nas extremidades só se faz sentir numa extensão de cerca de 1m na direcção longitudinal. Por este facto omitir-se-á aqui a representação do campo de temperaturas relativo ao muro com 16m de desenvolvimento.

Nas três figuras que se seguem (Figura 5.39, Figura 5.40, Figura 5.41) são documentados os resultados da análise mecânica, utilizando modalidades de representação homólogas das utilizadas na Secção 5.3.3.1. Pela análise dos resultados é possível observar que, relativamente ao muro de 8m, o muro de 16m apresenta tensões longitudinais de tracção mais elevadas cerca de 63% para o ponto Cent. (Figura 5.40), bem como uma zona de tensões longitudinais máximas abrangendo uma área mais alargada, que se estende verticalmente até cotas superiores (ver Figura 5.41).

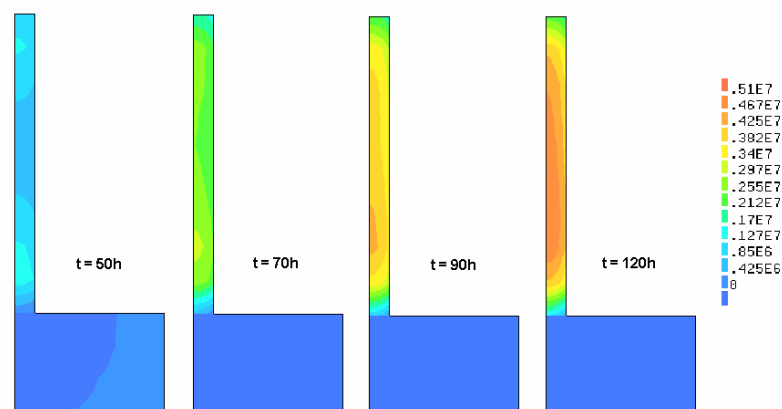


Figura 5.39 – Evolução da tensão longitudinal de tracção (Pa) no plano de simetria YZ do muro de 16m

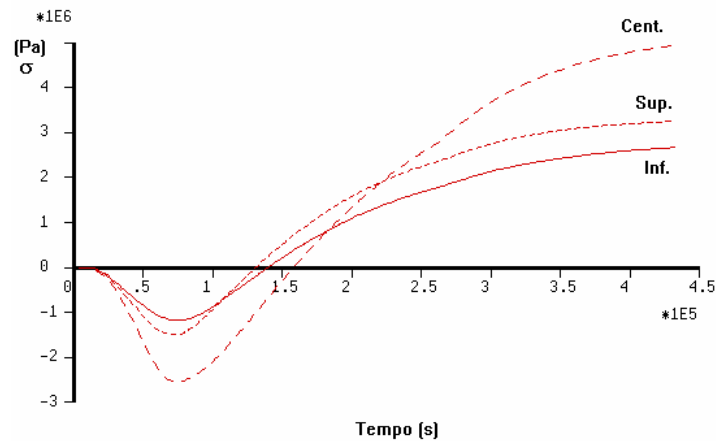


Figura 5.40 – Evolução da tensão longitudinal de tracção no plano de simetria YZ do muro de 16m

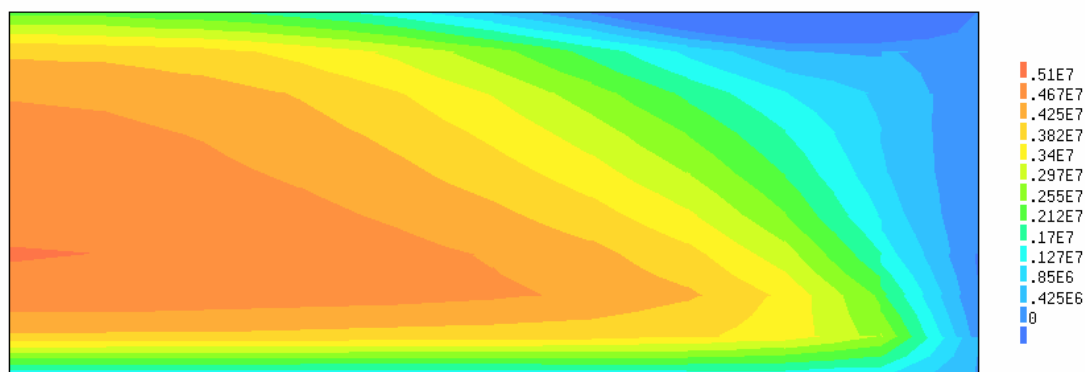


Figura 5.41 – Tensões longitudinais de tracção (Pa) no plano de simetria XZ do muro de 16m para t=120h

5.3.3.3 Muro com 32m de desenvolvimento

Para o muro com 32m de desenvolvimento adoptou-se a malha de EF representada na Figura 5.42, sendo que a menos do comprimento longitudinal e do refinamento da malha de EF todos os parâmetros das análises térmica e mecânica são idênticos aos já apresentados para o muro de 8m de desenvolvimento (e repetidos para o muro de 16m). Os resultados do modelo térmico reproduzem a semelhança dos campos de temperaturas já constatada para os muros de 8m e de 16m, pelo que uma vez mais se omitirá aqui a respectiva representação.

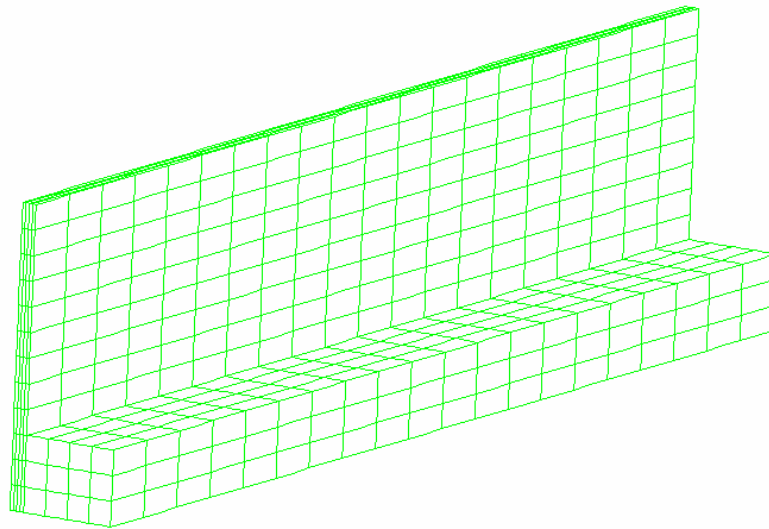


Figura 5.42 – Malha de elementos finitos – Muro de 32m

A análise dos resultados do modelo mecânico obtidos para o muro de 32m, e representados na Figura 5.43, na Figura 5.44 e na Figura 5.45, confirma a tendência já anteriormente observada de as tensões longitudinais de tracção e da cota à qual estas se manifestam aumentarem com o crescimento do desenvolvimento longitudinal do muro. Da análise das referidas figuras é possível observar que, relativamente aos muros de 8m e 16m, o muro de 32m apresenta para o ponto Cent. tensões longitudinais de tracção mais elevadas cerca de 87% e 15%, respectivamente (Figura 5.44), bem como uma zona de tensões longitudinais máximas abrangendo uma área mais alargada que se estende verticalmente até cotas superiores (Figura 5.45).

Por observação da Figura 5.43 e comparação com a sua homóloga para o estado plano de deformação (Figura 5.28), constata-se relativa semelhança das tensões longitudinais verificadas para este muro com 32m de desenvolvimento (no que diz respeito à ordem de grandeza e distribuição espacial e temporal) e as apuradas para o muro com desenvolvimento infinito (estado plano de deformação). Com efeito, relativamente ao estado plano de deformação o muro de 32m apresenta (globalmente) valores da tensão longitudinal de tracção da ordem de 90% dos verificados no modelo bidimensional, conforme se pode constatar pela comparação da Figura 5.44 com a Figura 5.29.

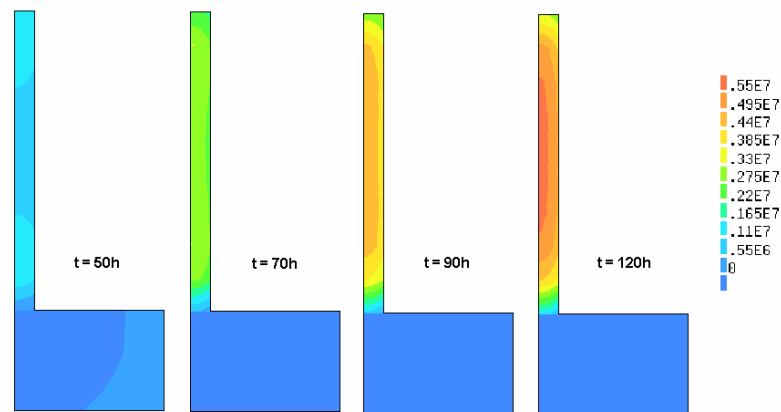


Figura 5.43 – Evolução da tensão longitudinal de tracção (Pa) no plano de simetria YZ do muro de 32m

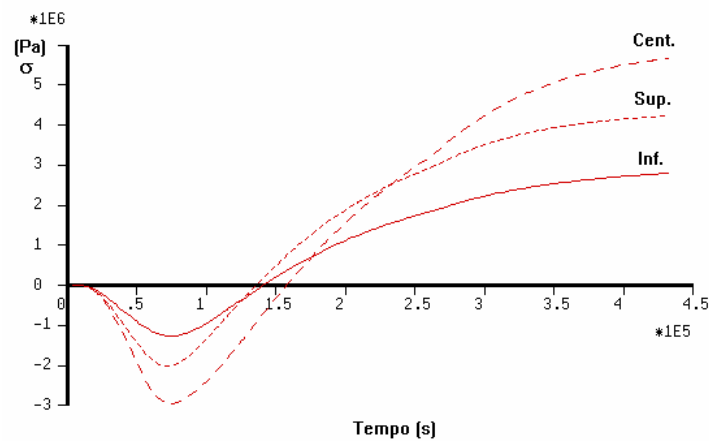


Figura 5.44 – Evolução da tensão longitudinal de tracção no plano de simetria YZ do muro de 32m

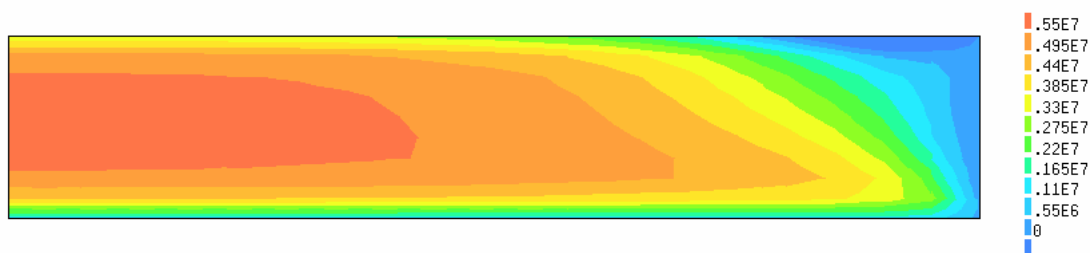


Figura 5.45 – Grandeza das tensões longitudinais de tracção (Pa) no plano de simetria XZ do muro de 32m para t=120h

5.3.4 Análise termo-mecânica simplificada

Tal como referido na Secção 5.3.1, procedeu-se igualmente a uma análise termo-mecânica simplificada dos muros com desenvolvimentos de 8m, 16m e 32m. A

análise em estado plano de deformação então designada por (i) corresponde à que foi apresentada na Secção 5.3.2.

Relativamente às análises planas (ii), foi considerada a geometria indicada na Figura 5.46, na qual os muros estão representados pelos correspondentes folhetos médios. Foram adoptados EF de quatro nós em estado plano de tensão, com 2x2 pontos de integração. Em termos de condições fronteira, e tendo como objectivo a aproximação das condições de modelação às das anteriores simulações, foram impedidos os deslocamentos dos nós da base da sapata (ao longo da linha P1-P2), como se pode observar na Figura 5.46.

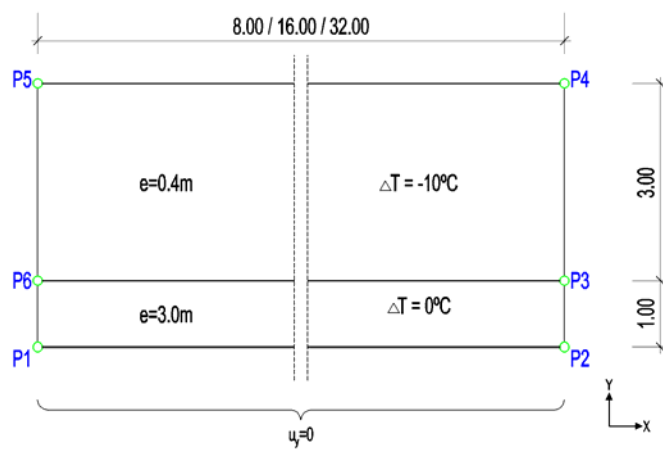


Figura 5.46 – Geometria, condições fronteira e acção térmica aplicada

No que diz respeito às propriedades mecânicas a atribuir ao betão (admitido com um comportamento linear elástico e sem fluência), e tendo em linha de conta que a intenção destas análises planas (ii) é a obtenção de graus de restrição aplicáveis à direcção longitudinal, optou-se por considerar para este material propriedades elásticas fictícias (que se resumem na Tabela 5.7), mas de tal forma que em cada ponto a tensão normal na direcção longitudinal seja numericamente igual ao grau de restrição correspondente. Desta forma, admitindo que à parede é aplicada uma redução de temperatura de 10°C, em caso de restrição total na direcção X seriam geradas as seguintes tensões normais:

$$\sigma_{rt} = E \alpha_{cT} \Delta T = 10 \times 10^9 \times 10 \times 10^{-6} \times 10 = 1 \text{ MPa} \quad [5.1]$$

Desta forma os valores em MPa das tensões longitudinais que se obterão nas análises termo-mecânicas simplificadas que vão ser apresentadas em seguida indicarão directamente o grau de restrição γ em causa (pois $\gamma = \sigma / \sigma_{rt} = \sigma$).

Tabela 5.7 – Propriedades mecânicas do betão

Módulo de elasticidade (Pa)	$E = 10 \times 10^9$
Coefficiente de Poisson	0.2
Coefficiente de dilatação térmica (K^{-1})	10×10^{-6}

Resultados

Dos mapas de tensões longitudinais referentes aos muros com os três desenvolvimentos considerados, reproduzidos na Figura 5.47, na Figura 5.48 e na Figura 5.49 (o eixo de simetria localiza-se à esquerda e nas representações foi omitida a sapata), pode constatar-se que o grau de restrição γ é máximo junto à fundação, sobre o eixo de simetria. Esta constatação está em concordância com o reportado por (Nilsson 2003), e reproduzido na Figura 5.50. Além disso, pode igualmente constatar-se que enquanto que no muro de 8m a distribuição de γ diminui acentuadamente da base para o topo, essa diminuição é menos marcada no muro de 16m, e irrelevante no muro de 32m.

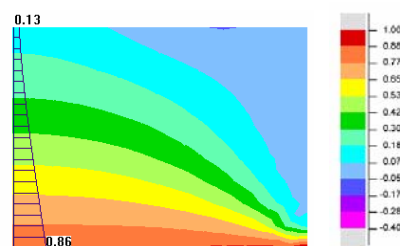


Figura 5.47 – Grau de restrição longitudinal no muro de 8 m

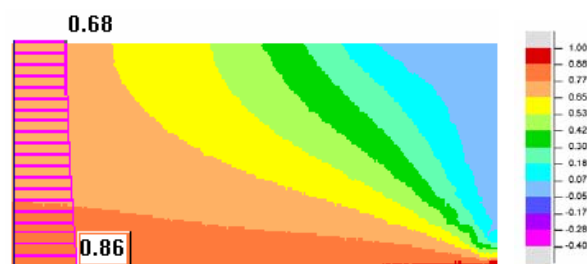


Figura 5.48 – Grau de restrição longitudinal no muro de 16 m



Figura 5.49 – Grau de restrição longitudinal no muro de 32 m

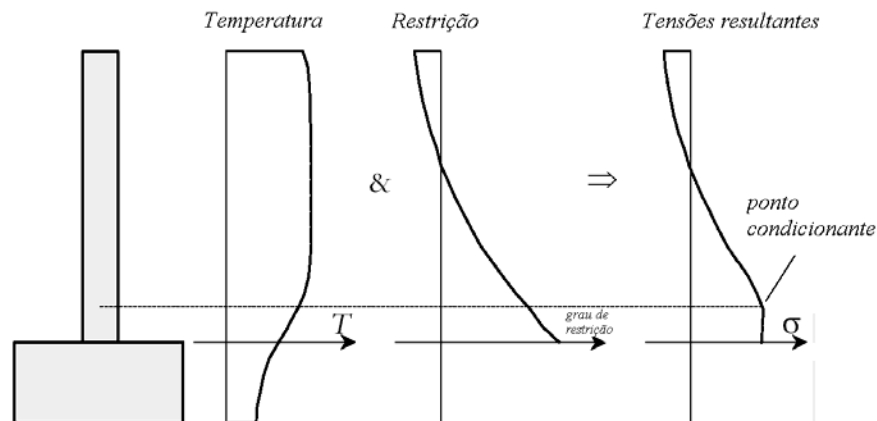


Figura 5.50 – Efeito combinado da temperatura e restrição sobre perfis de tensões em muros (Nilsson 2003)

Na Tabela 5.8 procede-se à comparação das tensões normais com direcção longitudinal referentes aos pontos Sup., Cent. e Inf. localizados nos planos de simetria dos muros com os desenvolvimentos de 8m, 16m e 32m, e obtidas no instante $t=120h$ (final da análise) nas seguintes condições:

- 1) Através da análise 2D considerando um estado plano de deformação (cujas tensões são referenciadas por σ_{epd});
- 2) Através de análises 3D (cujas tensões são referenciadas por σ_{3D});
- 3) Com base numa análise simplificada que corresponde a determinar as tensões normais com direcção longitudinal (referenciadas por σ) através do produto $\gamma \times \sigma_{epd}$.

Constata-se uma coerência razoável entre os valores das tensões determinadas de acordo com o procedimento simplificado descrito em 3) e as correspondentes à análise 3D referenciada em 2). Este resultado aponta para a possibilidade de a análise em estado plano de deformação, desde que complementada pelas análises simplificadas que permitiram a avaliação dos graus de restrição, conduzir a resultados satisfatórios,

eventualmente dispensando a necessidade de recurso aos pesados modelos tridimensionais para determinação das tensões normais longitudinais responsáveis pela fendilhação dos muros.

Tabela 5.8 – Resultados das análises termo-mecânicas simplificadas e 3D (t=120h)

	Est. plano def.	Muro de 8m (plano YZ)		
	σ_{epd} (MPa)	γ	σ_{3D} (MPa)	$\sigma = \gamma \times \sigma_{epd}$ (MPa)
Sup.	4.7	0.15	1.0	0.7
Cent.	6.7	0.42	3.0	2.8
Inf.	3.0	0.86	2.5	2.6

	Est. plano def.	Muro de 16m (plano YZ)		
	σ_{epd} (MPa)	γ	σ_{3D} (MPa)	$\sigma = \gamma \times \sigma_{epd}$ (MPa)
Sup.	4.7	0.68	3.2	3.2
Cent.	6.7	0.72	4.9	4.8
Inf.	3.0	0.86	2.7	2.6

	Est. plano def.	Muro de 32m (plano YZ)		
	σ_{epd} (MPa)	γ	σ_{3D} (MPa)	$\sigma = \gamma \times \sigma_{epd}$ (MPa)
Sup.	4.7	0.86	4.2	4.0
Cent.	6.7	0.86	5.7	5.8
Inf.	3.0	0.86	2.8	2.6

A partir dos resultados resumidos na Tabela 5.8 é também possível interpretar o facto de na análise 3D do muro de 8m se terem obtido tensões normais mais elevadas no ponto Inf. do que em Sup. (ver também Figura 5.34), contrariamente ao que sucedeu na análise 2D e nas análises 3D para os desenvolvimentos de 16m e 32m (ver Figura 5.29, Figura 5.40 e Figura 5.44). De acordo com a Figura 5.50 a consideração do efeito conjunto da variabilidade em altura do grau de restrição e do abaixamento de temperatura correspondente à fase de arrefecimento permite explicar o facto de na Figura 5.33, na Figura 5.39 e na Figura 5.43, relativas às simulações 3D, as máximas tensões de tracção longitudinais no plano de simetria YZ não terem a mesma localização que na simulação em estado plano de deformação reproduzida na Figura 5.28. Analisando o caso particular do muro de 8m, na Figura 5.47 constata-se que o grau de restrição decresce de 0.86 na base até 0.13 no topo, enquanto que de acordo com a Figura 5.32 a solicitação térmica decorrente da hidratação é máxima a meia altura do muro, diminuindo na vizinhança da base e da face superior. Segundo a Figura 5.50 o

efeito combinado destes dois factores leva a que o ponto de tensões máximas se localize algures entre a meia altura do muro e a base junto à fundação, o que foi realmente constatado na Figura 5.35 correspondente à simulação 3D. De igual forma, e tendo em conta o reduzido valor $\gamma=0.15$ registado em Sup. por comparação com o elevado grau de restrição obtido em Inf. (isto é, 0.86) – ver Tabela 5.8 –, a ponderação da influência do grau de restrição e da importância do abaixamento da temperatura conduz a tensões longitudinais em Inf. superiores às tensões em Sup., apesar do arrefecimento em Sup. ter grandeza superior ao de Inf. (ver Figura 5.24a).

Nos casos referentes aos muros com 16m e 32m de desenvolvimento os graus de restrição correspondentes aos pontos Inf. e Sup. são mais equilibrados, pelo que na ponderação dos efeitos do grau de restrição e do abaixamento da temperatura o arrefecimento superior em Sup. acaba por ter mais preponderância, conduzindo a tensões longitudinais superiores às que se verificam em Inf.

A tendência para o aumento das tensões longitudinais máximas com o crescimento do desenvolvimento do muro constatada nas análises 3D é igualmente verificada na análise simplificada descrita em 3), e justificável pela progressiva tendência de agravamento dos graus de restrição com o aumento do comprimento do muro (ver Figura 5.47, Figura 5.48 e Figura 5.49). Além disso, à medida que aumenta o comprimento do muro há maior uniformidade do grau de restrição ao longo da altura e no eixo de simetria, pelo que para desenvolvimentos crescentes os resultados obtidos nas análises 3D tendem a aproximar-se dos verificados na análise em estado plano de deformação.

5.3.5 Comentários

Das aplicações numéricas efectuadas para o muro de suporte concluiu-se que a localização em altura da zona de máximas tensões longitudinais depende do comprimento do muro, aproximando-se da obtida num estado plano de deformação à medida que o desenvolvimento daquele aumenta. Uma vez que a solicitação térmica devida à libertação do calor de hidratação do cimento não é igual em todo o muro, a localização das máximas tensões longitudinais resulta da combinação dos efeitos da solicitação térmica e do grau de restrição.

Para o exemplo apresentado constatou-se existir concordância entre os resultados obtidos nas diversas simulações 3D e os resultados obtidos através de análises em estado plano de deformação multiplicados pelo respectivo grau de restrição, este último avaliado procedendo a uma análise simplificada que requer uma discretização do muro no respectivo folheto médio, assumindo para o betão um comportamento linear e elástico sem fluência. A confirmação desta concordância em mais situações do mesmo tipo poderá ser aproveitada para evitar o recurso sistemático a modelações 3D, sempre muito penosas em termos computacionais.

5.4 Laje estrutural apoiada em estacas

5.4.1 Introdução

Recentemente foi edificado um novo pólo de uma fábrica de lacticínios na Área Metropolitana do Porto. Um dos edifícios que compõem esta obra é um armazém, cuja laje com dimensões em planta de 143mx41m tem vários requisitos especiais, nomeadamente: *(i)* elevada capacidade de suporte de cargas devidas ao armazenamento de produtos acabados em estantes com cerca de 20m de altura (Figura 5.52); *(ii)* garantia de pequenas flechas em serviço, e *(iii)* ausência de juntas de dilatação ou contracção para garantir o correcto funcionamento dos equipamentos móveis que efectuem o manuseamento dos produtos nas estantes. Para satisfazer os requisitos mencionados a laje foi dotada de 0.35m de espessura, tendo sido betonada contra o terreno ligando-se porém a uma malha de estacas espaçadas de 3m na direcção longitudinal e 4.1m na direcção transversal do edifício (ver Figura 5.51). Na Figura 5.53 pode ser observado o aspecto geral do armazém antes da realização das betonagens, onde são visíveis as armaduras provenientes das estacas, bem como as armaduras da laje propriamente dita. A ligação da laje às estacas confere-lhe uma elevada restrição no seu plano, justificando por si só o interesse da análise desta estrutura nas primeiras idades, uma vez que o arrefecimento decorrente da libertação do calor de hidratação fazia prever apreciável risco de fissuração do pavimento.

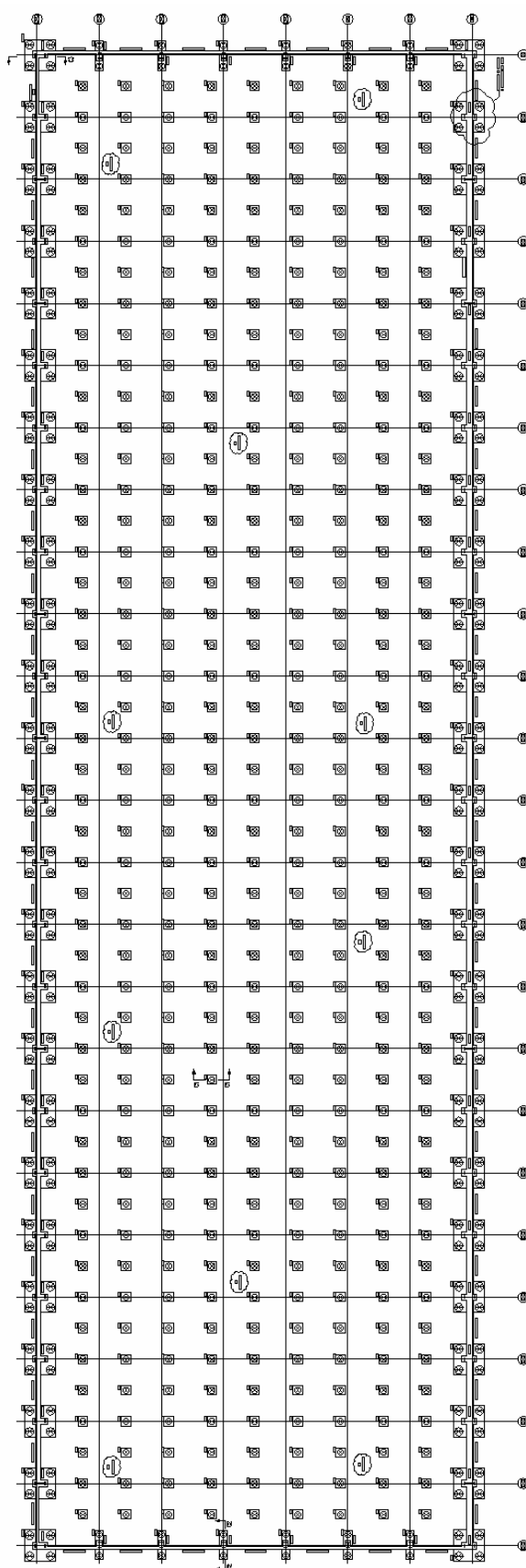


Figura 5.51 – Planta estrutural do piso do armazém



Figura 5.52 – Estantes apoiadas na laje do armazém



Figura 5.53 – Aspecto global do armazém anteriormente às betonagens

Para a execução da laje foi adoptado um faseamento construtivo em que se procedeu à betonagem alternada de faixas de laje com larguras de 6m; as datas das betonagens e a configuração em planta das faixas correspondentes encontram-se representadas na Figura 5.54.



Figura 5.54 – Faseamento das betonagens

As betonagens foram efectuadas com recurso a betão bombado, conforme documentado na Figura 5.55. Na Figura 5.56 é apresentada uma das fases de execução da faixa betonada em 26/03/2003, onde pode ser observada a utilização de telas isolantes aquando da cura do betão.



Figura 5.55 – Aspecto da betonagem da primeira faixa transversal (21/03/2003)



Figura 5.56 – Aspecto do armazém após betonagem da primeira faixa longitudinal (26/03/2003)

5.4.2 Instrumentação

Para avaliação do comportamento desta laje durante as primeiras idades, no âmbito da presente dissertação decidiu-se proceder à respectiva instrumentação com vista à monitorização de temperaturas e extensões em diversos pontos das faixas betonadas em 21/03/2003 e 07/04/2003. Em simultâneo com as medições mencionadas, foi também efectuado o registo da temperatura ambiente. Para registo de todas as grandezas a medir foi utilizada uma unidade de aquisição com 20 canais alimentada por uma bateria, e que pode ser visualizada na Figura 5.57. Na Figura 5.58 é possível observar a operação de colocação de um termómetro sobre a malha superior de armaduras da laje.



Figura 5.57 – Unidade de aquisição de dados



Figura 5.58 – Colocação de um termómetro sobre a malha superior de armaduras da laje

Devido a um problema ainda não identificado, todas as aquisições de dados relativas a extensómetros de resistência apresentaram valores inesperados e com grandes oscilações. Por esse motivo não se fará referência adicional às correspondentes medições, uma vez que não puderam ser utilizadas para os fins pretendidos.

No entanto os sensores de temperatura revelaram um comportamento estável, e portanto os correspondentes registos serão utilizados no presente trabalho. A localização dos sensores de temperatura está documentada na Figura 5.59: foram colocados sensores de temperatura em SVI, SVS, VGI e VGS (o sufixo “I” significa malha de armaduras inferior e o sufixo “S” significa malha de armaduras superior – o eixo de ambas as malhas de armaduras localiza-se a cerca de 5cm da face mais próxima da laje).

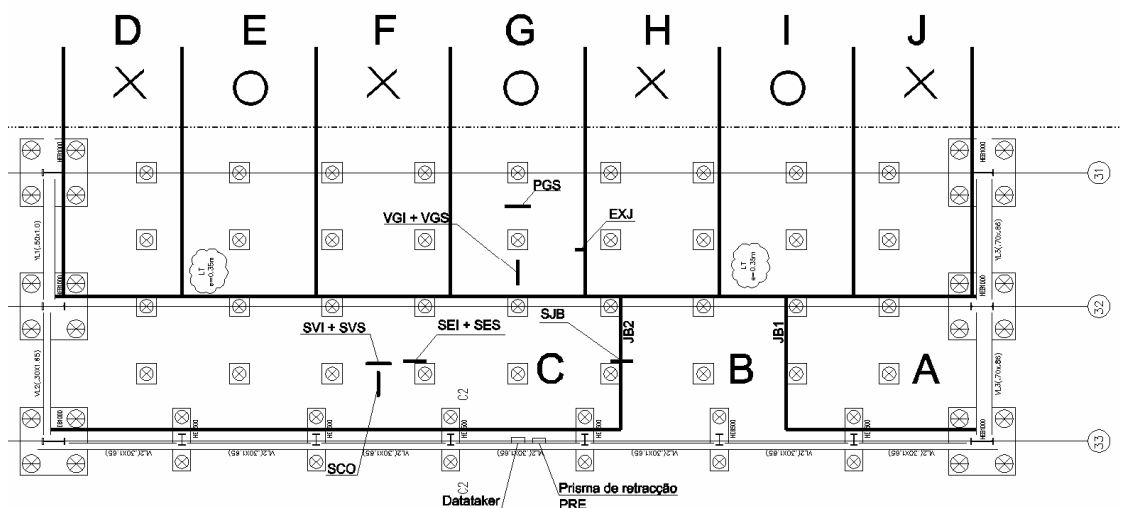


Figura 5.59 – Esquema da instrumentação da laje

5.4.3 Modelação 1: laje em estado plano de deformação

Tendo em vista a análise termo-mecânica do troço de laje em estudo (faixa betonada em 07/04/2003, e assinalada pela letra “G” na Figura 5.59), e não estando disponíveis dados experimentais sobre o coeficiente de convecção, a condutibilidade térmica e o calor específico dos materiais, bem como relativamente à temperatura do solo, procedeu-se inicialmente a uma simulação da laje supondo-a de dimensões em planta infinitas, de forma a ajustar os valores daquelas grandezas tomando como ponto de partida a informação fornecida pelos sensores de temperatura utilizados na

monitorização. Com este propósito e condições de partida considerou-se um troço de laje com 1m de desenvolvimento, no qual se assumiu um estado plano de deformação (ver Figura 5.60).

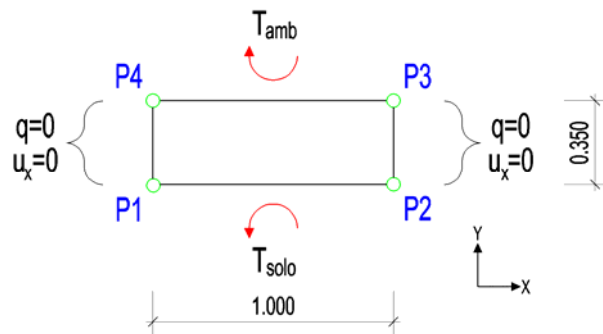


Figura 5.60 – Geometria e condições fronteira – Laje em estado plano de deformação

As diversas propriedades requeridas pelo modelo térmico foram obtidas por um processo de tentativa e erro, até à obtenção de resultados coerentes com os obtidos através da instrumentação. Na referida calibração houve o cuidado de utilizar para as ditas propriedades valores adequados, balizados pelos intervalos de variação usualmente recomendados na bibliografia da especialidade.

A definição da curva adiabática de geração de calor requerida pela análise térmica foi baseada num cálculo judicioso do potencial de geração de calor da mistura, tomando em linha de conta as proporções dos componentes básicos do ligante: foi utilizado um cimento Portland normal do tipo I e classe 42.5R, cuja composição química média era conhecida (fornecida pelo fabricante) e se encontra descrita na Tabela 5.9. Com recurso à fórmula de Bogue foram então calculadas as percentagens dos componentes básicos do cimento descritos na Tabela 5.10, com as quais foi possível prever a máxima elevação de temperatura deste betão em condições adiabáticas (para uma relação água/cimento de 47% e uma dosagem de cimento de 285Kg/m³). A curva de evolução da temperatura em condições adiabáticas foi então ajustada em conjunto com a calibração das propriedades térmicas do betão (ver Tabela 5.11), o que permitiu obter a curva adiabática representada na Figura 5.61.

Tabela 5.9 – Composição química do CEM I 42.5

SiO ₂	19.62%
Al ₂ O ₃	5.39%
Fe ₂ O ₃	3.34%
CaO Total	62.30%
SO ₃	3.20%
Cal livre	1.75%

Tabela 5.10 – Componentes básicos do cimento obtidos pela fórmula de Bogue

C4AF	10.15%
C3A	8.64%
C3S	54.33%
C2S	15.34%

Tabela 5.11 – Propriedades térmicas do betão

Função da curva adiabática (°C)	$T = 14 + 47 \left(1 - e^{-1.5 t_{dias}}\right)$
Condutibilidade térmica (W/mK)	$k = 2.6$
Calor específico (J/m ³ K)	$c = 2400$
Coef. convecção (P1-P2) (W/m ² K)	$h = 4.5$
Coef. convecção (P3-P4) (W/m ² K)	$h = 7.5$
Energia de activação aparente (kJ/mol)	50

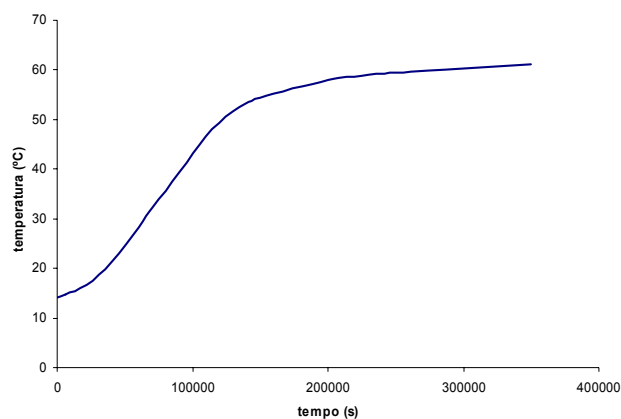


Figura 5.61 – Curva adiabática considerada para o betão

No que diz respeito à temperatura do ar foram utilizados na modelação os valores registados pelo sensor de temperatura ambiente após a betonagem de 07/04/2003. A modelação rigorosa do fenómeno de transferência de calor nesta análise térmica requereria a inclusão do solo na discretização, o que necessariamente envolveria uma adequada caracterização térmica deste domínio em interacção com o betão. Dadas as dificuldades associadas à estimativa de todas as variáveis envolvidas nesta interacção térmica optou-se pela simplificação do contacto do betão com o solo, idealizando-se uma fronteira convectiva fictícia com uma temperatura constante de 17°C. Esta simplificação conduziu a resultados aceitáveis.

No que concerne às propriedades mecânicas do betão foram consideradas as indicadas na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Propriedades mecânicas do betão

Módulo de elasticidade (Pa)	$E = 29 \times 10^9 \alpha^{0.5}$
Coefficiente de Poisson	0.2
Coefficiente de dilatação térmica (K^{-1})	10×10^{-6}
Parâmetros da função de fluência (Lei da dupla potência)	$\phi_1 = 2.26 ; m = 0.35$ $n = 0.30 ; t_d = 0.5 \times 10^6 s$

A nível de restrições no modelo mecânico foram utilizados apoios rígidos na direcção X em P1-P4 e P2-P3 (ver Figura 5.60), funcionando estes alinhamentos como eixos de simetria para simulação de uma laje de dimensões infinitas; o alinhamento P1-P2 foi restringido na direcção Y.

5.4.3.1 Discretização no espaço e no tempo

Na análise térmica foram utilizados EF quadriláteros de quatro nós, com 2x2 pontos de integração. Na análise mecânica foram utilizados EF de oito nós, com 2x2 pontos de integração. Para ambos os modelos foi utilizada a discretização de 4x7 elementos finitos representada na Figura 5.62.

No domínio do tempo foi analisado um período de 220h, dividido em incrementos de 1h.

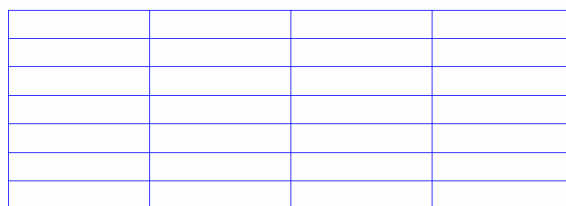


Figura 5.62 – Malha de elementos finitos

5.4.3.2 Resultados do modelo térmico versus resultados da instrumentação

Em termos da evolução de temperaturas observou-se boa coerência entre os resultados da instrumentação e os obtidos através da análise térmica realizada (ver Figura 5.63 e Figura 5.64), tendo em conta as simplificações utilizadas e a insuficiência de informação necessária à caracterização térmica da laje estudada. Os desvios

verificados prendem-se com duas razões fundamentais: (i) por um lado não foi reproduzido na análise o período inicial de dormência do betão após a betonagem, provocando desvios na fase de aquecimento; (ii) por outro lado os coeficientes de convecção considerados para as fronteiras superior e inferior da laje estão afectados de simplificações, pois o coeficiente de convecção relativo à fronteira superior deveria reproduzir a existência de uma tela provisória utilizada durante a cura (ver Figura 5.56), e o coeficiente de convecção relativo à face da laje em contacto com o solo é fictício, pois em rigor o solo deveria ter sido incluído na modelação, uma vez que é dotado de inércia térmica.

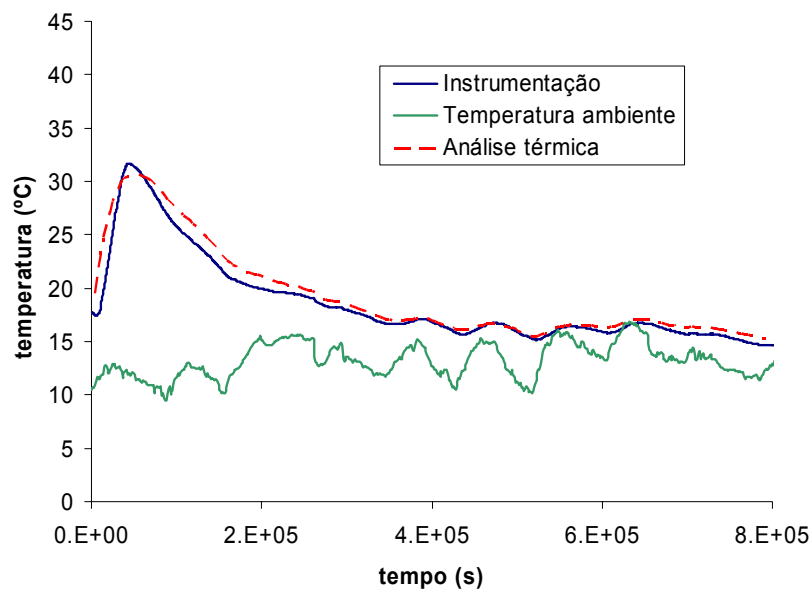


Figura 5.63 – Temperatura num ponto a 5cm da face superior da laje

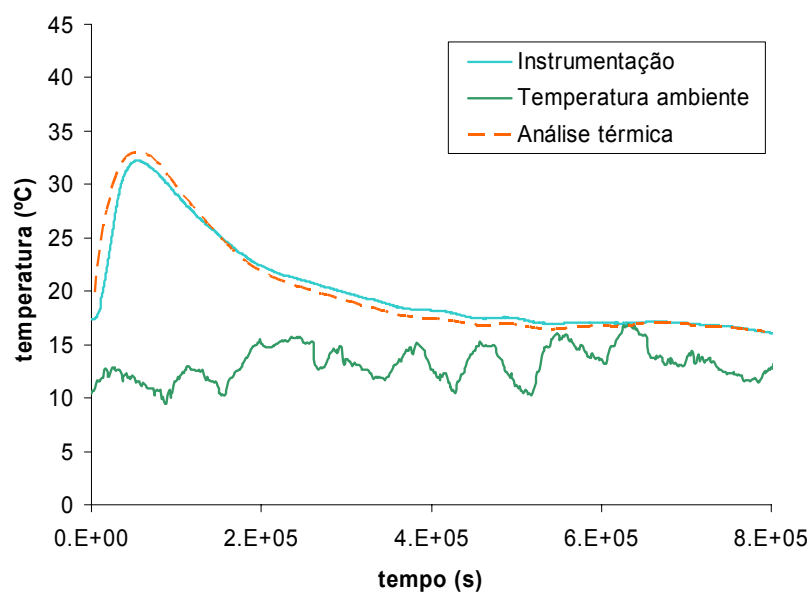


Figura 5.64 – Temperatura num ponto a 5cm da face inferior da laje

É interessante assinalar que os efeitos da onda térmica diária se fazem sentir sobre as temperaturas calculadas para o ponto a 5cm da face superior (ver Figura 5.63 a partir dos 4×10^5 s), tendo o referido efeito sido bem captado pela análise realizada. Na face inferior da laje, e como seria de esperar, este efeito da onda térmica é imperceptível quer nos resultados da instrumentação, quer nos resultados da análise térmica efectuada (ver Figura 5.64).

Para ilustração dos gradientes de temperatura verificados na laje ao longo do tempo, na Figura 5.65 apresentam-se os gráficos de temperatura para um ponto a 5 cm da face superior (Sup.), um ponto a meia espessura (Cent.) e um ponto a 5cm da face inferior da laje (Inf.). Na Figura 5.66 apresentam-se os mapas de temperaturas para alguns instantes seleccionados. Dados os reduzidos gradientes de temperatura que se observam quer na Figura 5.65, quer na Figura 5.66 (as maiores diferenças ao longo da espessura não ultrapassam os 4°C), que traduzem um historial de temperaturas relativamente uniforme através da espessura da laje, a evolução do grau de hidratação revela-se também bastante homogénea (ver Figura 5.67), o que tem como consequência que o desenvolvimento das diversas propriedades mecânicas do betão resulta igualmente bastante uniforme ao longo do tempo.

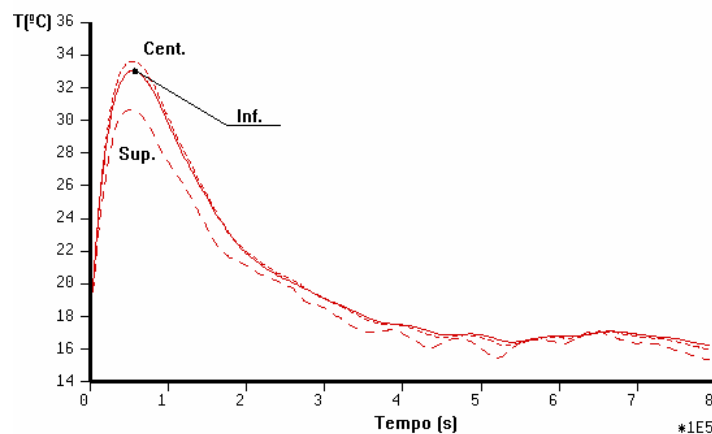


Figura 5.65 – Evolução de temperatura através da espessura da laje

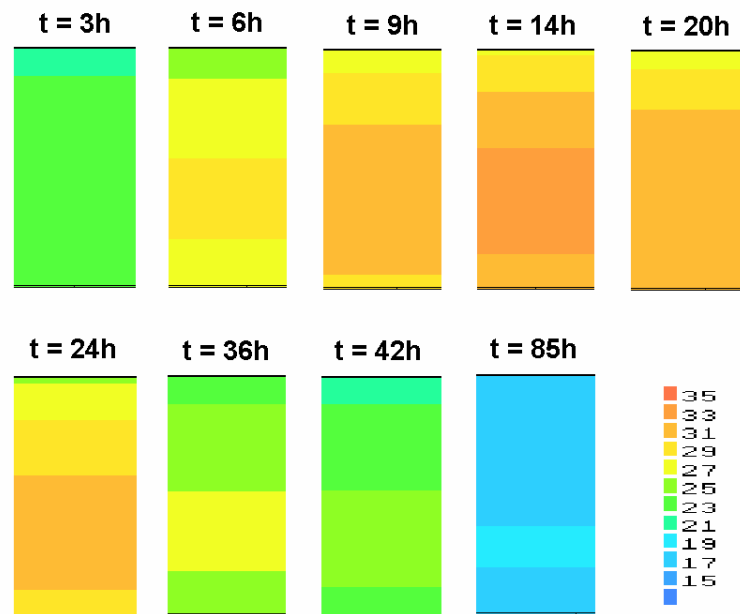


Figura 5.66 – Mapas de temperaturas em instantes seleccionados (°C)

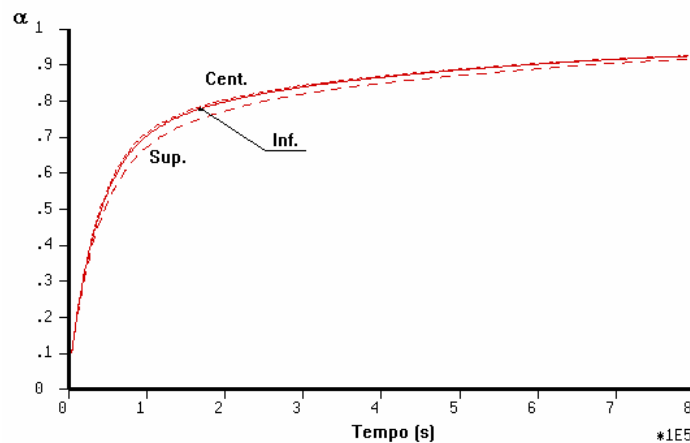


Figura 5.67 – Evolução do grau de hidratação através da espessura da laje

5.4.3.3 Resultados do modelo mecânico

As tensões normais da laje assumida em estado plano de deformação revelaram alguma homogeneidade ao longo da espessura (ver Figura 5.68), apresentando no entanto valores superiores nas zonas que registaram maior elevação de temperatura (ver Figura 5.65): no instante $t=220h$ a máxima tensão normal de tracção registada na direcção longitudinal é atingida na zona média com o valor de 2.92MPa, enquanto que na zona superior o valor atingido é de 2.39MPa. É interessante observar na Figura 5.68

a sensibilidade das tensões calculadas para a zona superior da laje à variação diária da temperatura do ar, com oscilações da ordem de 0.3MPa.

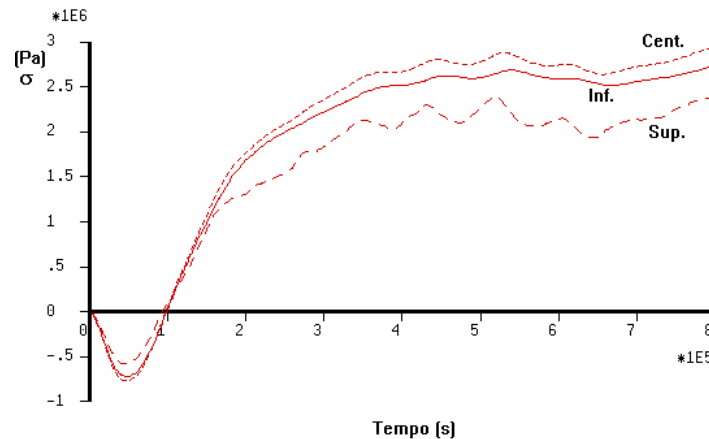


Figura 5.68 – Evolução das tensões longitudinais através da espessura da laje

Da mesma forma que para o tetrápode, foi realizada uma análise mecânica da laje sem consideração do efeito da fluência, que se encontra documentada na Figura 5.69. Da comparação desta figura com a Figura 5.68 pode constatar-se que sem o efeito da fluência as tensões normais de compressão devidas ao aquecimento inicial do betão são consideravelmente sobreavaliadas, o que faz com que aquando da fase de arrefecimento as tensões normais de tracção sejam largamente subestimadas: na Figura 5.68 registam-se tracções com valores próximos de 3MPa (susceptíveis de gerar fissuração), enquanto que na Figura 5.69 raramente alcançam 1MPa.

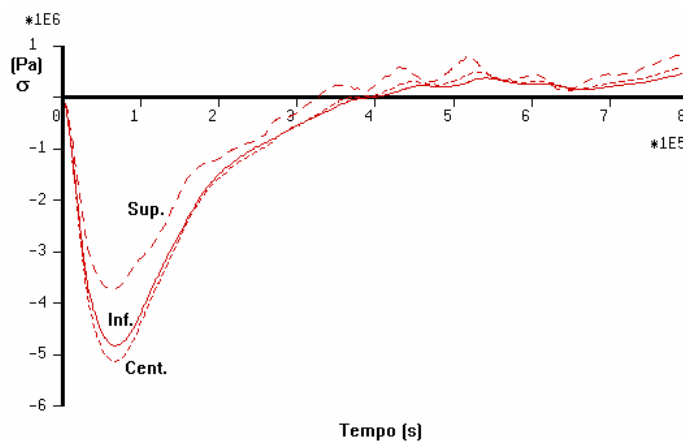


Figura 5.69 – Evolução das tensões longitudinais na laje sem consideração da fluência

Observa-se que nesta aplicação o fenómeno da fluência tem um efeito desfavorável, conduzindo ao agravamento das tensões normais mais preocupantes (as de tracção), ao contrário do que se observou no tetrápode (zona interior) descrito em 5.2.4.

5.4.4 Modelação 2: laje discretizada no respectivo plano médio

Tendo como base os resultados colhidos da análise da laje em estado plano de deformação, e uma vez que não se registaram gradientes significativos de temperaturas e tensões ao longo da espessura, decidiu-se proceder a uma modelação simplificada do faseamento construtivo considerando a laje representada pelo respectivo folheto médio, em estado plano de tensão. Além disso, admitiu-se que todos os pontos através da espessura teriam o mesmo historial de temperaturas e de evolução de propriedades que os pontos localizados no plano médio, aos quais por sua vez foi prescrita a curva de evolução de temperatura indicada na Figura 5.65 para a zona média (Cent.). Esta simplificação pressupõe que sejam ignoradas as perdas de calor no plano da laje quer na vizinhança de zonas previamente betonadas, quer em bordos livres em contacto com o ar. Foi confirmado num pequeno ensaio numérico que esta simplificação não produz desvios significativos nas tensões geradas pelo calor de hidratação.

Foi seleccionado para análise o troço de laje correspondente à zona betonada em 07/04/2003 (ver Figura 5.54), que consiste numa faixa de 6m de largura e cerca de 137m de desenvolvimento, assinalada na Figura 5.70 pelo contorno P2-P5-P4-P3 (zona designada por “betão em maturação”). Para além da simplificação assumida para a análise térmica, foram ainda adoptadas as seguintes simplificações:

- Foi discretizado um troço de laje com 30m de desenvolvimento uma vez que por experimentação numérica se verificou ser esta dimensão suficiente para no troço em estudo se obterem resultados idênticos aos que se registariam se a laje fosse considerada com os 137m de desenvolvimento que efectivamente tem. A validade desta simplificação será confirmada aquando da apresentação de resultados. A envolver este troço de laje foi igualmente discretizada a zona denominada por “betão endurecido”, em correspondência com o contorno P1-P2-P5-P4-P8-P6.
- Foi considerado que as estacas de apoio à laje funcionam para as direcções horizontais como apoios infinitamente rígidos.
- Foi ignorada a contribuição do atrito estático e a aderência entre a laje e a camada de betão de regularização que lhe está subjacente.
- Foram considerados os eixos de simetria P6-P8 e P1-P3 indicados na Figura 5.70, traduzindo uma hipotética situação de repetição indefinida na direcção Y.

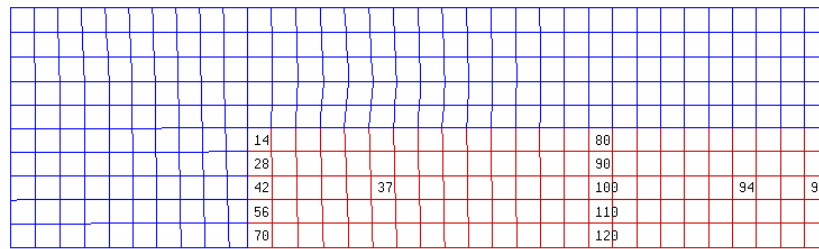


Figura 5.71 – Malha de elementos finitos

5.4.4.2 Resultados do modelo mecânico

Para análise dos resultados do modelo mecânico um ponto de partida interessante é a comparação com os que se observou no Subcapítulo 5.4.3, em que estava envolvida uma situação com grau de restrição máximo.

Em termos das tensões normais segundo X no “betão em maturação”, e analisando o instante final da análise, isto é $t=220h$, na Figura 5.72 e na Figura 5.73 observa-se que aquelas tendem a aumentar desde valores de cerca de 0.9MPa na vizinhança do alinhamento P2-P5, até valores da ordem de 2.5MPa na vizinhança do eixo de simetria P3-P4. Tendo em conta que na análise em estado plano de deformação a tensão atingida foi de 2.9MPa, constata-se que junto ao eixo de simetria já são atingidas tensões bastante próximas deste valor (cerca de 86%).

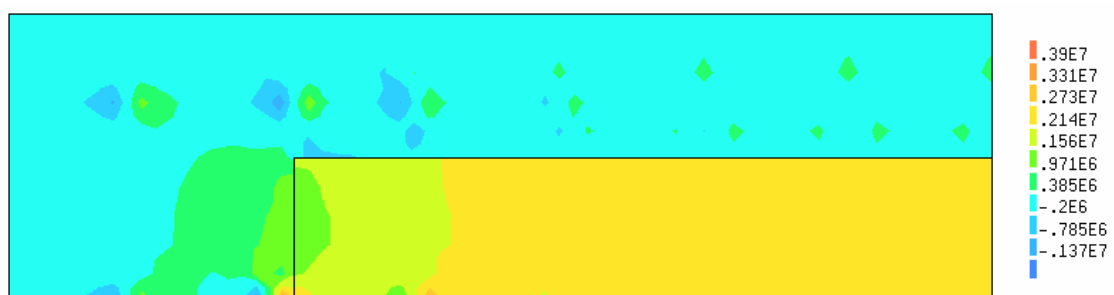


Figura 5.72 – Tensões normais (Pa) na direcção X às 220h

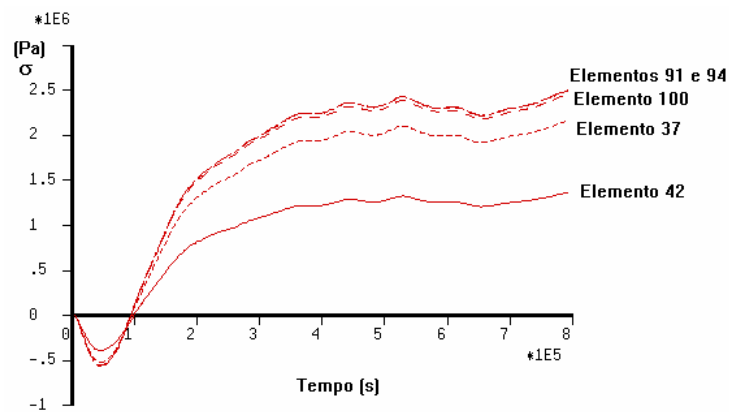


Figura 5.73 – Evolução das tensões normais na direcção X nos elementos 37,42,91,94 e 100

No que diz respeito às tensões normais na direcção Y, e observando o mapa de tensões às 220h representado na Figura 5.74, constata-se a existência de tensões normais de tracção mais elevadas na vizinhança de P2-P5 (relacionadas com a restrição ao movimento oferecida por este contorno), com valores máximos da ordem de 2MPa (ver Figura 5.75). Numa zona de laje considerada corrente (elementos 80, 90, 100, 110 e 120) as tensões normais na direcção Y revelaram-se ligeiramente inferiores, com valores máximos da ordem de 1.7MPa (ver Figura 5.76).

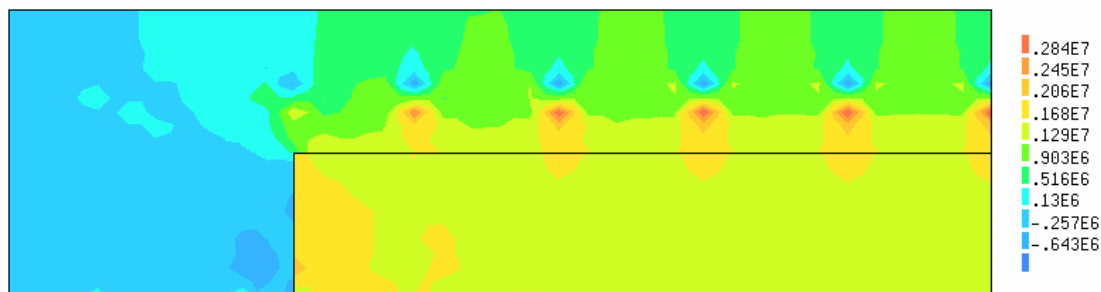


Figura 5.74 – Tensões normais (Pa) na direcção Y às 220h

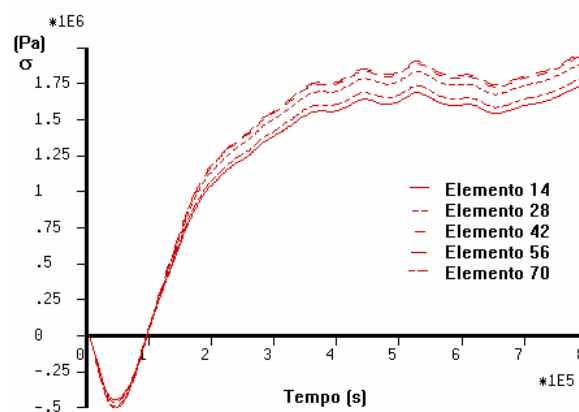


Figura 5.75 – Evolução das tensões normais na direcção Y nos elementos 14,28,42,56 e 70

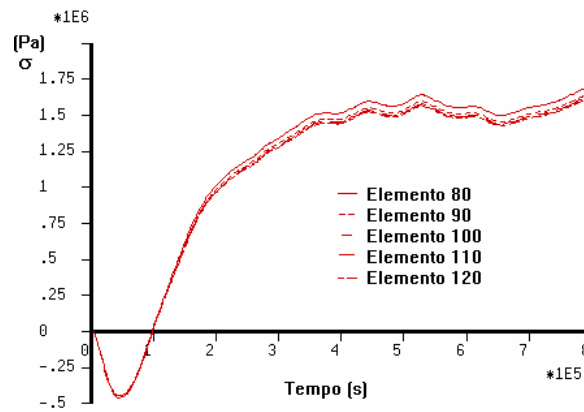


Figura 5.76 – Evolução das tensões normais na direcção Y nos elementos 80,90,100,110 e 120

As tensões normais máximas de tracção obtidas foram portanto observadas na direcção X, a alguma distância da junta de betonagem P2-P5, atingindo valores da ordem de 2.5MPa. Tendo em conta a classe do betão utilizada, a resistência média à tracção esperada segundo o EC2 é da ordem dos 2.8MPa, pelo que é expectável o aparecimento de fendilhação transversal à faixa betonada. Na realidade a principal fendilhação observada em obra nas primeiras idades confirmou esta expectativa, tal como documentado nas figuras que se seguem (Figura 5.77, Figura 5.78 e Figura 5.79). Este facto permite evidenciar as potencialidades da modelação adoptada na presente dissertação, que no presente estágio de desenvolvimento constitui já, apesar das suas limitações:

- uma valiosa ferramenta de apoio ao projecto;
- um auxiliar de grande utilidade para a interpretação de patologias observadas em situações práticas, e decorrentes do comportamento do betão nas primeiras idades.



Figura 5.77 – Fendilhação observada em obra



Figura 5.78 – Fendilhação observada em obra

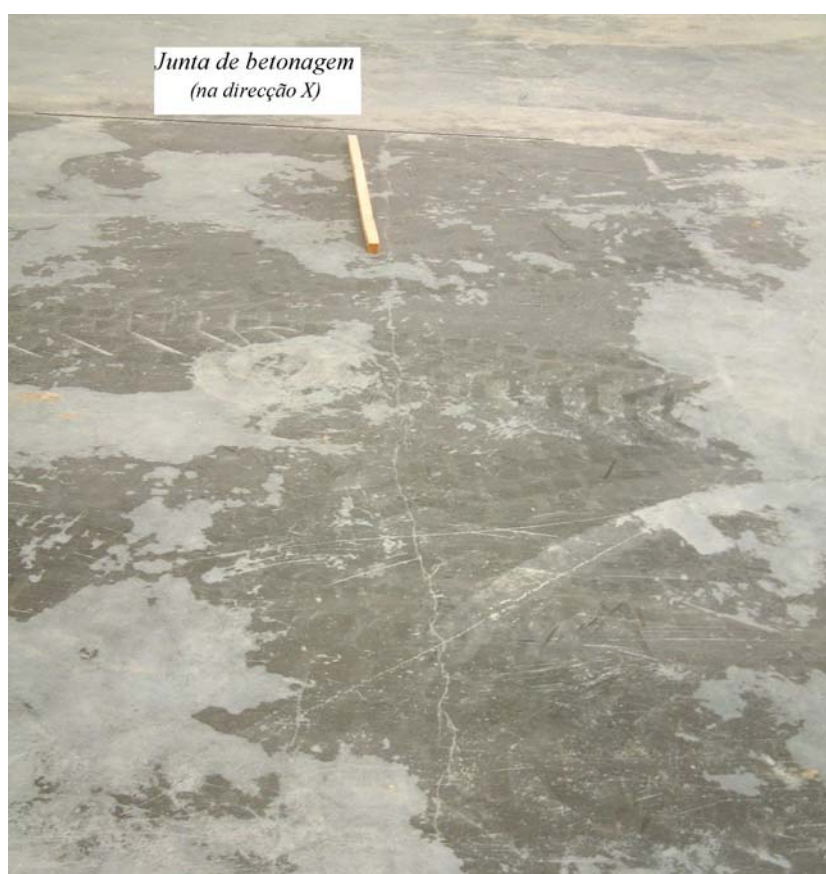


Figura 5.79 – Fendilhação observada em obra

5.5 Conclusões

No presente capítulo foram abordadas três aplicações numéricas das metodologias previamente apresentadas nos capítulos 2, 3 e 4. Cada uma das referidas aplicações foi efectuada com objectivos específicos, apresentando-se de forma resumida as conclusões obtidas para cada uma.

Tetrápode

No que diz respeito à análise térmica, conseguiu-se a reprodução dos resultados documentados em de Borst e van den Boogaard (1994), permitindo um aumento da confiança na utilização das ferramentas de cálculo utilizadas.

No campo das análises mecânicas foram obtidos resultados que permitem explicar (pelo menos de forma qualitativa) a fissuração superficial e interior usualmente observada em tetrápodes. A inclusão da fendilhação na análise mecânica permitiu a observação de importantes redistribuições internas de tensões na peça para caracterização do seu comportamento após fendilhação. Foi interessante a captação de fendilhação superficial às 6h de idade em resultado do crescimento das tensões, que atingiram a resistência instantânea à tracção, revelando a importância da consideração do carácter evolutivo das propriedades mecânicas do betão. A análise da peça sem consideração da fluência conduziu a resultados bastante diferentes dos obtidos na análise com fluência, constatando-se a grande importância deste fenómeno na análise mecânica do betão nas primeiras idades.

Muro de suporte

Tal como para o tetrápode, na análise térmica do muro conseguiu-se a reprodução de resultados publicados na bibliografia da especialidade. No que diz respeito à simulação microestrutural foi também validado o algoritmo de previsão da elevação de temperatura de misturas de betão em condições adiabáticas implementado no âmbito da presente dissertação e descrito no Capítulo 2, obtendo-se resultados bastante semelhantes aos reportados em Lura e Breugel (2001).

No que diz respeito à análise mecânica, foi possível constatar a importância do grau de restrição e da acção térmica decorrente do calor de hidratação na localização e dimensão da zona de tensões longitudinais máximas. Nos estudos paramétricos efectuados comprovou-se ainda a validade da multiplicação dos resultados obtidos

através da análise em estado plano de deformação pelos respectivos graus de restrição (obtidos a partir de análises elásticas longitudinais simplificadas) para obtenção de resultados que de outra forma só seriam acessíveis com recurso a pesadas modelações tridimensionais.

Laje estrutural apoiada em estacas

No que concerne ao comportamento térmico da laje estrutural apoiada em estacas, observou-se uma boa coerência entre os resultados das análises efectuadas e os registos de temperatura colhidos em obra, salientando-se a contribuição da determinação analítica do calor de hidratação (prevista no Capítulo 2) para o sucesso dos resultados.

No que diz respeito à análise mecânica, salienta-se a coerência entre as tensões máximas (em termos de orientação, localização e grandeza) obtidas através da modelação da laje discretizada no seu plano médio e a fendilhação observada em obra.

6 CONCLUSÃO

6.1 Conclusões gerais

Nesta dissertação foi apresentada uma metodologia de avaliação do risco de fendilhação do betão nas primeiras idades, recorrendo a uma análise termo-mecânica precedida de simulação microestrutural dos processos de hidratação do cimento para previsão do calor libertado e da evolução da formação do esqueleto sólido. Relativamente à análise térmica foi tomado em consideração o calor decorrente da natureza exotérmica da reacção de hidratação do cimento, sendo abordado o tratamento deste assunto pelo Método dos Elementos Finitos, e realçando-se o carácter não-linear do problema correspondente. No que diz respeito ao modelo mecânico foi tida em linha de conta a evolução das propriedades mecânicas do betão, definidas com base nos conceitos de grau de hidratação e de maturidade; foram igualmente abordados os fenómenos da fluência e da retracção.

Procedeu-se à aplicação da metodologia de análise apresentada ao estudo de três casos práticos distintos – um tetrápode, um muro de suporte e uma laje estrutural com forte restrição à deformação livre. Estes estudos permitiram retirar conclusões sobre as capacidades da modelação numérica adoptada para simulação do comportamento do betão durante o período de tempo em que decorre a hidratação do cimento.

Na análise do tetrápode quantificou-se o risco de fendilhação quer ao longo do tempo, quer ponto a ponto na peça. A nível da análise térmica foram obtidos resultados coerentes com os publicados em de Borst e van den Boogaard (1994), de onde haviam sido colhidos os dados de base. No que diz respeito à análise mecânica constatou-se a importância dos fenómenos de fluência do betão nas primeiras idades. Com efeito a não consideração da fluência conduziu a que fosse completamente adulterada a distribuição de tensões devida à acção térmica decorrente do calor libertado durante a reacção de hidratação do cimento. Por outro lado, foi captada a influência do fenómeno da fendilhação do betão na redistribuição de tensões na vizinhança de pontos em que tem lugar a formação de fissuras. Foram encontradas justificações para alguns dos padrões de fendilhação frequentemente observados na superfície dos tetrápodes, e foi identificada a possibilidade de ocorrência de fendas no respectivo núcleo, as quais podem contribuir para as roturas detectadas em situações de serviço neste tipo de peças.

Nas análises do muro de suporte realizadas a partir dos dados publicados em Lura e Breugel (2001) foram adequadamente reproduzidos os resultados documentados naquela referência relativos à evolução do campo de temperaturas nas primeiras idades. Em termos das análises mecânicas, e com base em modelações tridimensionais, foram efectuados estudos paramétricos para avaliação do efeito do desenvolvimento longitudinal do muro sobre a localização da zona de máximas tensões longitudinais de tracção, tendo-se obtido resultados coerentes com os provenientes da conjugação de análises simplificadas de restrição com análises em estado plano de deformação.

A terceira aplicação efectuada – uma laje estrutural apoiada em estacas – constitui um exemplo de interesse prático quer pelo grande desenvolvimento da laje em planta, quer pela forte restrição ao movimento no respectivo plano médio oferecida pelas estacas que lhe dão apoio. Os resultados correspondentes ao campo térmico determinado numericamente foram comparados com os obtidos através de uma campanha de monitorização conduzida no âmbito da presente dissertação, tendo-se obtido boa coerência. Em termos de localização, orientação e grandeza, constatou-se concordância entre as tensões máximas obtidas numericamente através da análise mecânica da laje e a fissuração observada em obra.

Globalmente os resultados obtidos nestas três aplicações evidenciam as potencialidades das metodologias adoptadas nesta dissertação, que no presente estágio de desenvolvimento, e apesar das suas limitações, constituem já uma valiosa ferramenta de apoio ao projecto de estruturas em que o comportamento do betão nas primeiras

idades é determinante. Além disso, permitem igualmente explicar diversas patologias observadas em obra e relacionadas com o comportamento das estruturas de betão durante as primeiras idades, desde que precedidas de uma adequada caracterização dos materiais e das condições de colocação em obra da massa de betão.

6.2 Desenvolvimentos futuros

No seguimento do trabalho iniciado na presente dissertação, e tendo consciência das incertezas associadas a diversos aspectos das metodologias adoptadas e às limitações decorrentes da difícil caracterização dos materiais, enumeram-se algumas sugestões para desenvolvimentos futuros:

- Verificação experimental dos modelos de previsão do calor gerado durante a hidratação aos cimentos e aditivos mais utilizados em Portugal, quer por recurso a ensaios calorimétricos, quer por recurso a eventuais ensaios simplificados que possam reproduzir os resultados obtidos com calorímetros.
- Aplicação em obra do método da maturidade, implementando sistemas automáticos de monitorização de temperaturas em tempo real, conduzindo a informações permanentes sobre o estado de evolução da reacção de hidratação do cimento, e consequentemente das resistências mecânicas do betão. Este tipo de abordagem pode conduzir a fortes benefícios, quer a nível económico ao acelerar ciclos construtivos (antecipação da remoção de cofragens, da aplicação de pré-esforço, etc.), quer a nível da melhoria das garantias de segurança face ao risco de fissuração;
- Implementação de um conjunto de ensaios de caracterização do betão que, de forma sistemática, permitam a definição da evolução das propriedades térmicas (condutibilidade térmica e calor específico) e mecânicas (resistências à tracção e compressão, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, energia de fractura,...) para aplicação em modelos de previsão numérica.
- Avaliação experimental dos fenómenos de retracção autógena e de secagem para os betões de uso corrente em Portugal, comparando os resultados com os modelos de previsão disponíveis e aplicando-os nos modelos numéricos utilizados.

- Aprofundamento de conhecimentos relativos à modelação numérica dos fenómenos de fluência durante as primeiras idades do betão (com eventual vertente experimental), envolvendo a análise da influência do grau de hidratação sobre estes fenómenos.
- Inclusão do efeito das armaduras ordinárias no modelo termo-mecânico, permitindo a simulação do comportamento do betão armado após a ocorrência de fendilhação, uma vez que as metodologias apresentadas nesta dissertação são sobretudo válidas para instantes anteriores ao aparecimento de fendas. A clarificação do funcionamento dos mecanismos da aderência (e respectiva evolução) entre o betão e as armaduras durante o processo de hidratação desempenhará um papel fundamental na compreensão do funcionamento do betão armado nas primeiras idades.

REFERÊNCIAS

- Alshamsi, A. (1997), "Microsilica and ground granulated blast furnace slag effects on hydration temperature." *Cement and Concrete Research*, 27, 12.
- Altoubat, S. e Lange, D. (2001), "The Pickett effect at early age and experiment separating its mechanisms in tension", *Materials and Structures*, 35, 211-218.
- Arshad, A., Khan, A., Cook, W. D. e Mitchell, D. (1998), "Thermal Properties and Transient Thermal Analysis of Structural Members during Hydration", *ACI materials journal*, 96, 3, 293-303.
- Atrushi, D., Bjontegaard, O., Kanstad, T. e Sellevold, E. (2001), "Creep deformations in hardening concrete: Test method investigations and the effect of temperature." IPACS Document, Subtask 3.2.
- Atrushi, D., Bosnjak, D., Kanstad, T. e Sellevold, E. (2000), "Tensile creep of young high performance concrete", International Phd Symposium in Civil Engineering, Vienna.
- Bazant, Z. e Chern, J. (1985), "Log Double Power Law for Concrete Creep", *ACI Journal*, 82-59.

- Bazant, Z., Hauggaard, A., Baweja, S. e Ulm, F. (1997), "Microprestress-solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects." *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, 123, 11.
- Bazant, Z. P. (1988), "Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete", Chichester, John Wiley & Sons, Inc.
- Beek, A. v. (2000), *Dielectric properties of young concrete*, Doctoral Thesis, Delft.
- Bentur, A. (2001), "Terminology and definitions", Early age cracking in cementitious systems. Report 25, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- Bentz, D. (1995), "A three-dimensional cement hydration and microstructure program. I. Hydration rate, heat of hydration, and chemical shrinkage. NISTIR 5756." NIST.
- Bentz, D. (1997), "Three-dimensional computer simulation of Portland cement hydration and microstructure development." *J. Am. Ceram. Soc.*, 80, 1.
- Bentz, D., Coveney, P., Garboczi, E., Kleyn, M. e Stutzman, P. (1994), "Cellular automation simulations of cement hydration and microstructure development." *Modelling Simul. Mater. Sci. Eng.*, 2.
- Bentz, D., Geiker, M. e Jensen, O. (2002), "On the mitigation of early age cracking." Self-desiccation and its importance in concrete technology, Lund, Sweden.
- Bentz, D., Waller, V. e Larrard, F. (1997), "Prediction of adiabatic temperature rise in conventional and high performance concretes using a 3-D microstructural model." *Cement and Concrete Research*, 28, 2.
- Bernander, S. (1998), "Practical measures to avoiding early age thermal cracking in concrete structures", Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15, R. Springenschmid, E & FN SPON.

- Bisschop, J. (2001), "Evolution of solid behaviour", Early age cracking in cementitious systems. Report 25, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- Bjontegaard, O. e Sellevold, E. (2001a), "Autogenous and thermal deformations." IPACS Document, Subtask 2.4.
- Bjontegaard, O. e Sellevold, E. (2001b), "Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete." *Materials and Structures*.
- Bjontegaard, O. e Sellevold, E. (2001c), "Thermal dilation and autogenous deformation", Early age cracking in cementitious systems EAC'01, Haifa, Israel.
- Boulay, C. (2001), "Determination of coefficient of thermal expansion", Early age cracking in cementitious systems. Report 25, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- Branco, F., Mendes, P. e Mirambell, E. (1992), "Heat of hydration effects in concrete structures", *ACI Materials Journal*, 89, 2, 139-145.
- Breugel, K. (1980a), "Artificial cooling of hardening concrete." Concrete Structures, Delft University of Technology, Delft.
- Breugel, K. (1980b), "Relaxation of young concrete." Concrete Structures, Delft University of Technology, Delft.
- Breugel, K. (1991), *Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials*, Doctoral Thesis, Delft.
- Breugel, K. (1995), "Numerical simulation of hydration and microstructural development in hardening cement-based materials." *Cement and Concrete Research*, 25, 2.
- Breugel, K. (1998), "Prediction of temperature development in hardening concrete", Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15, R. Springenschmid, E & FN SPON.

- Breugel, K. (2001a), "Hydration of Cement-Based Systems. Aspects of hydration of cement-based systems and possibilities to quantify the evolution of hydration processes." IPACS Document, Subtask 2.1.
- Breugel, K. (2001b), "Stress predictions in hardening concrete. The role of microstructural development." IPACS Document, Subtask 3.4.
- Breugel, K. e Koenders, E. (2001), "Solar Radiation Effect of solar radiation on the risk of cracking in young concrete." IPACS Document, Subtask 4.2.
- Breugel, K. e Lura, P. (2001), "Deformational behaviour and self induced stresses in hardening concrete." IPACS Document, Subtask 3.2.
- Broda, M., Wirquin, E. e Duthoit, B. (2002), "Conception of an isothermal calorimeter for concrete - Determination of the apparent activation energy", *Materials and Structures*, 35, 389-394.
- Carino, N. e Lew, H. (2001), "The maturity method: from theory to application", 2001 Structures Congress & Exposition, Washington DC.
- Cark, A. e Breugel, K. (2001), "Estimation of mechanical properties of concrete using the hydration concept. Evaluation of round robin mixtures." IPACS Document, Subtask 3.1.
- CEB-FIP (1991), "Model Code 90".
- Cervera, M., Faria, F., Oliver, J. e Prato, T. (2002), "Numerical modelling of concrete curing, regarding hydration and temperature phenomena", *Computers and Structures*, 80, 18-19, 1511-1521.

- Chanvillard, G. e D'Aloia, L. (1997), "Concrete strength estimation at early ages: modification of the method of equivalent age", *ACI Materials Journal*, 94, 6, 520-530.
- Chengju, G. (1989), "Maturity of concrete: Method for predicting early-stage strength", *ACI Materials Journal*, 86, 4, 341-353.
- Coutinho, A. (1997), "Fabrico e propriedades do betão. Volume I", LNEC.
- Coutinho, J. (2002), "Materiais de construção 2. Parte 1 - Ligantes e Caldas." Textos de apoio à disciplina de Materiais de Construção da Licenciatura em Engenharia Civil da FEUP.
- D'Aloia, L. (2001), "Early age kinetics: Activation energy, maturity and equivalent age", Early age cracking in cementitious systems. Report 25, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- de Borst, R. e van den Boogaard, A. (1994), "Finite-element modeling of deformation and cracking in early-age concrete." *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, 120, 12, 2519-2534.
- De Schutter, G. (1999), "Hydration and temperature development of concrete made with blast furnace slag cement." *Cement and Concrete Research*, 29.
- De Schutter, G. (2001), "Thermal properties", Early age cracking in cementitious systems. Report 25, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- De Schutter, G. (2002), "Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws." *Computers and Structures*, 80.
- De Schutter, G. e Kovler, K. (2001a), "Short term mechanical properties", Early age cracking in cementitious systems. Report 25, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.

- De Schutter, G. e Kovler, K. (2001b), "Visco-elastic response", Early age cracking in cementitious systems. Report 25, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- De Schutter, G. e Taerwe, L. (2000), "Fictitious degree of hydration method for the basic creep of early age concrete", *Materials and Structures*, 33.
- Eierle, B. e Schikora, K. (1999), "Computational modelling of concrete at early ages using DIANA", *DIANA WORLD*, 2.
- Emborg, M. (1998a), "Development of mechanical behaviour at early ages", Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15, R. Springenschmid, E & FN SPON.
- Emborg, M. (1998b), "Models and methods for computation of thermal stresses." Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15, R. Springenschmid, E & FN SPON.
- Emborg, M. e Bernander, S. (1994), "Assessment of risk of thermal cracking in hardening concrete", *ASCE - Journal of Structural Engineering*, 120, 10.
- FEMASSEbv. (2000), "HEAT Version 6.3 - User's Manual."
- FIB (1999), "Structural Concrete - Textbook on behaviour, design and performance updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990 - Volume 1", FIB - CEB/FIP.
- Gutsch, A. (2001), "Properties of early age concrete - experiments and modelling", Early age cracking in cementitious systems. EAC 01., Haifa, Israel.
- Gutsch, A. e Rostásy, F. (2001a), "Mechanical models of the stress-strain behaviour of young concrete in axial tension and compression." IPACS Document, SubTask 3.3.
- Gutsch, A. e Rostásy, F. (2001b), "Test results and modelling of autogenous deformations of concrete at early age." IPACS Document, SubTask 2.4.

- Harrison, T. (1992), "Early-age thermal crack control in concrete." CIRIA - Construction Industry Research and Information Association.
- Hashida, H. e Yamazaki, N. (2002), "Deformation composed of autogenous shrinkage and thermal expansion due to hydration of high strength concrete and stress in reinforced structures." Self-desiccation and its importance in concrete technology, Lund, Sweden.
- Holt, E. (2001), "Early age autogenous shrinkage of concrete." VTT Publications, Technical Research Centre of Finland.
- Holt, E. (2002), "Very early age autogenous shrinkage: governed by chemical shrinkage or self-desiccation?" Self-desiccation and its importance in concrete technology, Lund, Sweden.
- Incropera, F. P. e DeWitt, D. P. (2001), "Introduction to heat transfer", New York, John Wiley & Sons, Inc.
- Jensen, O. e Hansen, P. (2001), "Autogenous deformation and RH-change in perspective", *Cement and Concrete Research*, 31, 1859-1865.
- Jonasson, J.-E. (1994), *Modelling of Temperature, Moisture and Stresses in Young Concrete*, Doctoral Thesis, Lulea University of Technology, Lulea.
- Justnes, H. (2000), "Correlating the deviation point between external and total chemical shrinkage with setting time and other characteristics of hydrating cement paste", Shrinkage of concrete. Shrinkage 2000, Paris, France.
- Kada, H., Lachemi, M., Petrov, N., Bonneau, O. e Aitcin, P.-C. (2002), "Determination of the coefficient of thermal expansion of high performance concrete from initial setting", *Materials and Structures*, 35, 35-41.

- Khan, A., Cook, W. D. e Mitchell, D. (1998), "Thermal properties and transient thermal analysis of structural members during hydration", *ACI Materials Journal*, 95, 3, 293-303.
- Khoury, G., Majorana, C., Pesavento, F. e Schrefler, B. (2002), "Modelling of heated concrete", *Magazine of Concrete Research*, 2, 54, 77-101.
- Kishi, T. e Maekawa, K. (1995), "Multi-component model for hydration heating of portland cement." *Translation from proceedings of JSCE.*, 29, 526.
- Krauß, M., Hairiri, K. e Rostásy, F. (2001a), "Non-destructive assessment of mechanical properties of concrete at very early ages by US techniques - Method, results and modelling." IPACS Document, Task 2 (T2.1/T2.2).
- Krauß, M., Rostásy, F. e Gutsch, A. (2001b), "Modelling of degree of hydration on basis of adiabatic heat release." IPACS Document, Task 2 (T2.1/T2.3).
- Langan, B., Weng, K. e Ward, M. (2002), "Effect of silica fume and fly ash on heat of hydration of Portland cement." *Cement and Concrete Research*, 32.
- Lange, D. e Altoubat, S. (2001), "Early creep", Early age cracking in cementitious systems. Report 25, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- Laplanche, P. e Boulay, C. (1994), "Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité aux tout premiers âges", *Materials and Structures*, 27, 596-605.
- Larson, M. (2003), *Thermal crack estimation in early age concrete. Models and methods for practical application.*, Doctoral Thesis, Lulea.
- Lura, P. (2000), *Autogenous deformation and internal curing of concrete.*, Doctoral Thesis, Delft.

- Lura, P. e Breugel, K. (2001), "Thermal Properties of Concrete: Sensitivity studies." IPACS Document, Subtask 2.5.
- Lura, P., Breugel, K. e Vries, H. (2000), "Experimental research about early age creep of B65 and B85 concrete mixtures", International workshop on control of cracking in early age concrete, Sendai / Japan.
- Maekawa, K., Chaube, R. e Kishi, T. (1999), "Modelling of concrete performance", E & FN SPON.
- Miyazawa, S., Kuori, T. e Tazawa, E. (2002), "Autogenous shrinkage of cementitious materials at early ages." International workshop on control of cracking in early age concrete, Sendai / Japan.
- Morabito, P. (1998), "Methods to determine the heat of hydration of concrete", Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15, R. Springenschmid, E & FN SPON.
- Morabito, P. (2001a), "Apparent activation energy. An example of determination from adiabatic hydration tests." IPACS Document, Subtask 2.2.
- Morabito, P. (2001b), "Thermal properties of concrete. Variations with the temperature and during the hydration phase." IPACS Document, Subtask 2.3.
- Nilsson, M. (2003), *Restraint factors and partial coefficients for crack risk analyses of early age concrete structures*, Doctoral Thesis, Lulea.
- Oluokun, F., Burdette, E. e Deatherage, J. (1991), "Elastic modulus, Poisson's ratio, and compressive strength relationships at early ages", *ACI Materials Journal*, 88, 1, 3-10.
- Ozawa, M. e Morimoto, H. (2002), "Evaluation of creep of high-strength concrete at early ages." International workshop on control of cracking in early age concrete, Sendai / Japan.

- Özisik, M. N. (1985), "Heat transfer : a basic approach", New York, McGraw-Hill.
- Pinto, T. (2001), "Trabalhos fluviais e marítimos - Dimensionamento hidráulico e estrutura de quebra-mares de taludes", Porto, FEUP - SHRH.
- Prato, T. (1999), *Comportamiento del hormigón en edades tempranas. Modelización y aplicaciones*, Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Rostásy, F., Gutsch, A. e Krauß, M. (2001), "Computation of stresses and cracking criteria for early age concrete - Methods of iBMB." IPACS Document, Task 3.
- Rostásy, F., Tanabe, T. e Laube, M. (1998), "Assessment of external restraint", Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15, R. Springenschmid, E & FN SPON.
- Ruiz, J., Schindler, A., Rasmussen, R. e Johnson, T. (2003), "Prediction of heat transport in concrete made with blast furnace slag aggregate", 9th conference on Advances in Cement and Concrete, Colorado, USA.
- Ruiz, J., Schindler, A., Rasmussen, R., Kim, P. e Chang, G. (2001), "Concrete temperature modeling and strength prediction using maturity concepts in the FHWA HIPERPAV software", 7th International Conference on Concrete Pavements, Orlando, Florida, USA.
- Sarkis, M., Granju, J., Arnaud, M. e Escadeillas, G. (2002), "Coefficient de dilatation thermique d'un mortier frais", *Materials and Structures*, 35, 415-420.
- Schindler, A. e Folliard, K. (2003), "Influence of supplementary cementing materials on the heat of hydration of concrete", Advances in Cement and Concrete IX, Colorado.
- Silveira, A. (1996), *A influência das ações térmicas no comportamento de pontes de betão armado*, Tese de Doutoramento, LNEC, Lisboa.

- Springenschmid, R. e Breitenbucher, R. (1998), "Influence of constituents, mix proportioning and temperature on cracking sensitivity of concrete", Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15, R. Springenschmid, E & FN SPON.
- Sule, M. (2003), *Effect of reinforcement on early-age cracking in high strength concrete*, Doctoral Thesis, Delft.
- Tanimura, M., Hyodo, H. e Nakamura, H. (2002), "Effectiveness of expansive additive on reduction of autogenous shrinkage stress in high strength concrete." Self-desiccation and its importance in concrete technology, Lund, Sweden.
- Tazawa, E. e Miyazawa, S. (2002), "Autogenous shrinkage: present understanding and future research needs." International workshop on control of cracking in early age concrete, Sendai / Japan.
- Tazawa, E., Sato, R., Sakai, E. e Miyazawa, S. (2000), "Work of JCI Committee on autogenous shrinkage", Shrinkage of Concrete. Shrinkage 2000., Paris, France.
- TCE119 (1998), "RILEM Technical Recommendations", Prevention of thermal cracking in concrete at early ages. Report 15, R. Springenschmid, E & FN SPON.
- Torrenti, J. (1992), "La résistance du béton au très jeune âge", *Bulletin de Liaison des LPC*, 179.
- Vila Real, P. (1993), *Modelação por elementos finitos da solidificação e comportamento termo-mecânico de peças vazadas em moldações metálicas*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Wadsö, L. (2003), "An experimental comparison between isothermal calorimetry, semi-adiabatic calorimetry and solution calorimetry for the study of cement hydration." Nordtest report TR 522.

- Weiss, J. (2001), "Experimental determination of the 'time zero' t_0 (maturity-zero M_0)", Early age cracking in cementitious systems, A. Bentur, RILEM Publications s.a.r.l.
- Yang, Y. e Sato, R. (2002), "A new approach for evaluation of autogenous shrinkage of high strength concrete under heat of hydration." Self-desiccation and its importance in concrete technology, Lund, Sweden.
- Zarr, R. (2001), "A History of Testing Heat Insulators at the National Institute of Standards and Technology", ASHRAE Transactions 2001, NIST.
- Zarr, R., Healy, W., Filliben, J. e Flynn, D. (2002), "Design Concepts for a New Guarded Hot Plate Apparatus for Use over an Extended Temperature Range", Insulation Materials: Testing and Applications, ASTM International.