

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

Departamento de Estruturas

**PROCEDIMENTO DE ENSAIO PARA VERIFICAÇÃO DA
TENDÊNCIA EM LABORATÓRIO DO LASCAMENTO DO
CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Adriana Aparecida Ambrosio de Souza

Orientador: Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior

Tese de Doutorado apresentada
à Comissão de Pós-Graduação da
Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo, da
Universidade Estadual de Campinas
para obtenção do Título de Doutora
na Área de Concentração em
Estruturas.

Campinas, 2010.

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE -
UNICAMP

So89p Souza, Adriana Aparecida Ambrosio de
 Procedimento de ensaio para verificação
em laboratório da tendência ao lascamento do
concreto em situação de incêndio / Adriana
Aparecida Ambrosio de Souza. --Campinas, SP:
[s.n.], 2010.

Orientador: Armando Lopes Moreno Júnior.
Tese de Doutorado - Universidade Estadual
de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo.

1. Concreto - Efeitos da temperatura. 2.
Concreto. 3. Normalização. 4. Fogo. I.
Moreno Júnior, Armando Lopes. II.
Universidade Estadual de Campinas.
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Test procedure for verification in laboratory of the
tendency to spalling of concrete under fire

Palavras-chave em Inglês: Concrete - Effect of temperature,
Concrete, Standardization, Fire

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Paulo Roberto do Lago Helene, Claudio Sbrighi
Neto, Wladimir Antonio Paulon, Gladis Camarini

Data da defesa: 01/09/2010

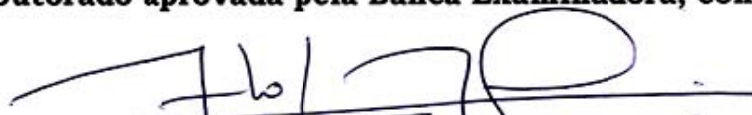
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**PROCEDIMENTO DE ENSAIO PARA VERIFICAÇÃO EM
LABORATÓRIO DA TENDÊNCIA AO LASCAMENTO DO
CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Adriana Aparecida Ambrosio de Souza

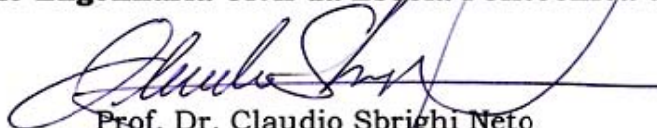
Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



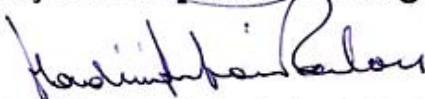
Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo/UNICAMP



Prof. Dr. Paulo Roberto do Lago Helene
Faculdade de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP/SP



Prof. Dr. Claudio Sbrighi Neto
Cooperativa de Serviços e Pesquisas Tecnológicas e Industriais/IPT



Prof. Dr. Vladimir Antonio Paulon
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo/UNICAMP



Prof. Dr. Gladis Camarini
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo/UNICAMP

Campinas, 01 de setembro de 2010

***Ao Roberto, aos meus filhos,
Sofia e Hermes e aos meus pais,
Angela e Irineu.***

“Todo ser estático se baseava num logro, seu princípio universal era o fogo, um símbolo para o contínuo fluxo e a permanente mudança de todas as coisas”.

(Heráclito de Éfeso)

AGRADECIMENTOS

O caminho percorrido, desde a fase de Iniciação Científica, Mestrado e até chegar esta etapa, a **Defesa da Tese de Doutorado**, foi gratificante e dele, muitas pessoas estiveram envolvidas. Cada uma foi de grande importância em alguma etapa, outras estiveram presentes até o momento da conclusão final. O que me faz ter a certeza de que sem a colaboração de cada uma, este trabalho de pesquisa poderia nem ter sido concluído. Espero poder expressar e agradecer tão bem toda ajuda recebida.

Ao **Prof. Dr. Eng.º Mecânico Roberto de Souza Júnior** pelo carinho, paciência e apoio demonstrado em favor do meu desenvolvimento pessoal e acadêmico.

Aos meus pais, **Angela e Irineu** e, a minha irmã, **Andréia**, que na fase final deste trabalho de pesquisa, para que eu pudesse finalizá-lo, se dedicaram a cuidar dos meus filhos, com muito amor e paciência.

Ao meu orientador, **Prof. Dr. Eng.º Civil Armando Lopes Moreno Júnior** pela orientação no desenvolvimento deste trabalho e pela amizade conquistada ao longo destes anos de convívio e, por depositar em mim confiança para que eu pudesse percorrer toda esta trajetória dentro da pesquisa acadêmica.

Ao **Prof. Dr. Geólogo Cláudio Sbrighi Neto**, por me dar a honra de conhecê-lo, um profissional altamente qualificado e humilde, por poder contar

com sua presença em várias etapas deste caminho e por contribuir com seu conhecimento nas áreas relacionadas à este trabalho.

Ao **Prof. Dr. Eng. Civil Vladimir Antônio Paulon**, por aceitar o convite para participar de mais esta etapa e, por mostrar que acima de tudo devemos buscar sempre melhorar.

Ao **Prof. Dr. Eng. Civil Paulo Roberto do Lago Helene**, por me dar a honra de aceitar o convite para contribuir com seu imensurável conhecimento sobre concreto neste trabalho de pesquisa.

Ao **M.Sc. Eng. Civil Carlos José Massucato**, pela amizade e, que mesmo longe ajudou indiretamente e, sempre acompanhou minha trajetória dentro da FEC – UNICAMP.

Ao **M.Sc. Eng. Civil Dener Altheman dos Santos** pela constante ajuda na fase experimental desta pesquisa, pelos contatos oferecidos e também pela amizade.

À **Prof. Dr.^a Eng.^a Civil Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Ávila Jacintho** pela amizade, pelos materiais disponibilizados, pelo incentivo e por mostrar que não devemos desistir nunca.

À **Dr.^a Eng. Civil Rosa Lintz** pela amizade, pelo incentivo e colaboração em relação a este trabalho.

À **Dr.^a Eng. Civil Carla Neves da Costa** por disponibilizar seu trabalho de pesquisa, muito utilizado em minha pesquisa e pela amizade.

Ao **M.Sc. Eng. Elétrico Paulo Eduardo Silveira** pela atenção e resolução dos problemas com os equipamentos essenciais para a parte experimental desta pesquisa.

Agradecimento especial às Equipes Técnicas dos Laboratórios de Estruturas e de Materiais de Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, **Engenheiro Civil Ademir Almeida, M. Sc. Eng. Civil Luciano Passos, M. Sc. Eng. Civil Marcelo Ramos, Técnico José Reinaldo Marçal, Engenheiro Civil Fábio Albino de Souza e Técnico Rodolfo Bonamigo**, pela atenção, ajuda no desenvolvimento dos ensaios e pela amizade ao longo destes anos de convívio.

Aos amigos conquistados nestes anos dentro da FEC – UNICAMP e pela ajuda de todos, **Dr. Eng. Civil Alaor Leandro Rosa, M.Sc. Eng. Civil Marco Antonio Campos, M.Sc. Eng. Civil Matheus Sarcedo Sant’Anna, Eng. Civil Giocondo Mário Negro Filho**, e especialmente à **Mestranda Daniela Barnabé**, por ter prestado constante ajuda nesta fase final.

Aos amigos que nesta fase final sempre me deram apoio e torceram por mim, **Valéria, Ivana, Eliza, Cristóvão, Joventino, Igor e Fabiano**, muito obrigada.

A **Secretária do Departamento de Estruturas Margarita L. A. Bello Barrera**, pela amizade, otimismo, motivação, alegria e dedicação prestada ao seu trabalho.

A **Secretária da Pós-Graduação Paulerman (Paula) Maria da Conceição Mendes** pela amizade, por toda ajuda, pela dedicação e esclarecimento aos alunos.

CRÉDITOS

A elaboração desta pesquisa teve o apoio fundamental, tanto financeiro quanto técnico, das instituições abaixo relacionadas:

Universidade Estadual de Campinas

- Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
- Laboratório de Estruturas e Construção Civil

Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES

- Pela concessão de bolsa de estudos

RESUMO

Souza, Adriana Aparecida Ambrosio de. **Procedimento para verificação em laboratório da tendência ao lascamento do concreto em situação de incêndio**. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, 2010. Tese de Doutorado, p-377.

O lascamento é um fenômeno complexo, estocástico, e que pode causar um efeito danoso a estruturas de concreto em situação de incêndio. O fenômeno do lascamento deve, portanto, ser considerado no projeto de construções em que a ação do fogo é levada em conta. Não existe um procedimento de ensaio normalizado para avaliação da tendência ao fenômeno do lascamento do concreto. Os resultados de outros pesquisadores mostram diferentes procedimentos, tamanho das amostras, preparo das amostras (execução e cura), tempo de exposição à temperatura, evolução da temperatura ao longo do tempo (taxas de elevação), quantificação do fenômeno (degradação das amostras em termos de fissuração e desprendimento de camada superficial das amostras), o que dificulta comparação dos resultados obtidos. Esta pesquisa apresenta um procedimento de ensaio para avaliar a tendência ao lascamento de misturas de concreto em situação de incêndio e mostra que este fenômeno está relacionado, principalmente, ao tipo de agregado utilizado e a umidade do concreto exposto à elevadas temperaturas. Como resultado pôde – se observar que um concreto preparado com agregado calcáreo apresenta maior lascamento de superfície, do que um concreto preparado com agregado basalto, mesmo este apresentando fissuração superficial. Ao final, concluí – se que o procedimento proposto é eficaz na avaliação e determinação do tipo de dano causado.

Palavras-chave: *Lascamento Explosivo, Concreto, Normalização, Incêndio*

ABSTRACT

Souza, Adriana Aparecida Ambrosio de. **Test procedure for verification in laboratory of the tendency to spalling of concrete under fire.** Campinas, College of Civil Engineering, Architecture and Urbanism, State University of Campinas, 2010. Doctoral Thesis, p-377.

The spalling is a complex phenomenon, that may cause a damage effect on concrete structures in a fire situation. The spalling phenomenon should, therefore, be considered in the constructions design, in that the fire effect is taking account. It does not exist a standardization of tests proceeding for evaluation of spalling phenomenon tendency in concrete. The results of others researchers show different proceedings, specimens size, specimens preparation (execution and cure), fire resistance, temperature evolution in a time period, phenomenon amount (degradation of specimens about its cracking and come unstuck of superficial layer of the specimens), what make difficult the comparison of the obtained results. This research shows a test proceeding to evaluate the spalling tendency of concrete mixing under fire situation and also shows that this phenomenon is mainly relating to the aggregate type used and to the concrete humidity under high temperatures. As a result it could observed that a concrete made with calcareous coarse aggregate shows higher surface spalling than a concrete made with basaltic coarse aggregate, even this specimen of concrete showing a superficial cracking. At the end, it did conclude that the proposal proceeding is efficient in the evaluation and determination of the damage.

Keywords: *Explosive spalling, Concrete, Standardization, Fire*

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	VII
CRÉDITOS	XI
RESUMO	XIII
ABSTRACT	XV
SUMÁRIO	XVII
LISTA DE FIGURAS	XXIII
LISTA DE TABELAS	XXXIX
LISTA DE ABREVIATURAS	XLV
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	5
1.2. Justificativa	6
1.3. Histórico das Pesquisas da FEC-UNICAMP	6
1.4. Estrutura do Trabalho	9
2. AÇÃO TÉRMICA	11
2.1. Considerações Iniciais	11
2.2. Incêndio	12
2.2.1. Definição do Fogo	13

2.3. Transferência de Calor.....	14
2.3.1. Convecção	16
2.3.2. Condução	17
2.3.3. Radiação	19
2.4. Incêndio Real.....	20
2.5. Curvas Naturais	24
2.6. Incêndio Padronizado	25
2.6.1. NBR 15200:2004 – Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio - Procedimento.....	27
2.6.2. ISO 834:1975 – Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction, Part 1: General Requirements.....	30
2.6.3. ASTM E – 119: 2000 – Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials.....	32
2.6.4. ACI 216R – 89: 1996 – Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements	34
2.6.5. Curvas – Padrão Normalizadas por Outros Países	35
2.6.5.1. Curva “H” do EN 1991-1-2: 2002 – Eurocode 1: Actions on Structures – part 1-2: General actions – actions on structures exposed to fire ...	39
2.6.5.2. Curva RABT:1994 - Richtlinie für die Ausstattung den Betrieb von Strafsentunneln.....	41
 3. RESISTÊNCIA AO FOGO	 43
3.1. Considerações Iniciais	43
3.2. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF	44
3.2.1. NBR 15200 : 2004 – Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio: Procedimento	45
3.2.1.1. Método Tabular	46
3.2.1.2. Método Simplificado de Cálculo	46
3.2.1.3. Métodos Avançados de Cálculo	47
3.2.1.4. Método Experimental	48

3.2.2.NBR 14432: 2000 – Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos das Edificações	48
3.2.3.Método do Tempo Equivalente	50
3.2.4.Equivalência de Ingberg	51
3.2.5.Equivalência do Eurocode EN 1-1-2: 2002 – Actions on structures – part 1.2: general actions – actions on structures to fire	52
3.3. Elementos Estruturais.....	53
3.3.1.Resistência ao Fogo de Elementos Estruturais	54
 4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	 59
4.1. Considerações Iniciais	59
4.2. Propriedades Térmicas do Concreto Endurecido.....	61
4.2.1.Massa Específica	62
4.2.2. Condutividade Térmica	63
4.2.3. Calor Específico	65
4.2.4. Deformação	66
4.2.4.1. Componentes da Deformação: Expansão térmica	67
4.2.4.2. Deformação por Fluência e devido ao Gradiente de Temperatura	69
4.2.4.3. Deformação devido à Tensão Aplicada	70
4.3. Propriedades Mecânicas do Concreto em Situação de Incêndio.....	71
4.3.1. Resistência à Compressão.....	72
4.3.2. Módulo de Elasticidade	76
4.4. Materiais	78
4.4.1. Água.....	79
4.4.2. Pasta de Cimento.....	79
4.4.3. Agregados Graúdos.....	81
4.4.3.1. Agregados Naturais: silicosos, calcáreos e basálticos.....	84
4.4.3.2. Agregados artificiais.....	87

5. LASCAMENTO EXPLOSIVO	93
5.1. Considerações Iniciais	93
5.2. Causas do Lascamento	95
5.2.1. Sistema Usual de Combate ao Incêndio.....	96
5.2.2. Liberação de Vapor de Água.....	98
5.2.3. Taxa de Aquecimento.....	99
5.2.4. Distribuição não Uniforme de Temperatura.....	101
5.2.5. Diferentes Tipos de Agregados	102
5.2.6. Densidade do Concreto	103
5.2.7. Seções Transversais Menores.....	112
5.2.8. Elementos Estruturais com Elevadas Concentrações de Armadura .	113
5.2.9. Nível de Carregamento dos Elementos Estruturais Comprimidos	113
5.2.10. Tensões Térmicas combinada a Pressão de Poros	119
5.2.11. Restrição Térmica	122
5.3. Classificação do Lascamento	127
5.4. Considerações Finais.....	129
 6. METODOLOGIA DE ENSAIO	 133
6.1. Considerações Iniciais	133
6.2. Considerações sobre as Variáveis e Constantes adotadas na Pesquisa	 134
6.2.1. Variáveis	134
6.2.2. Constantes	135
6.3. Proposta para Avaliação do Lascamento.....	138
6.3.1. Equipamentos e Instrumentação	139
6.3.2. Fluxograma dos Ensaios	141
 7. RESULTADOS DOS ENSAIOS	 143

7.1. Considerações Iniciais de Comportamento das Amostras durante os Ensaios	143
7.2. Ensaio de Caracterização das Misturas de Concreto Avaliadas	144
7.3. Exposição ao Incêndio Padrão.....	145
7.3.1. Aquecimento das Placas pela Curva Padrão	146
7.3.2. Índice de Perda de Massa - IPM	149
7.3.3. Índice de Fissura - IF.....	158
7.4. Quantificação dos Danos Causados ao Concreto pelo Aquecimento...	163
7.5. Ensaio para Verificação da Tendência ao Lascamento do Concreto : Propostas de Ajustes à metodologia Inicial.....	170
 8. CONCLUSÕES	 173
8.1. Considerações Iniciais	173
8.1.1. Influência da Resistência do Concreto.....	174
8.1.2. Influência do Agregado Graúdo	175
8.1.3. Influência da Espessura das Placas	176
8.2. Índices de Fissura e Perda de Massa.....	177
8.3. Classificação do Dano.....	178
8.4. Considerações Finais.....	179
Trabalhos Futuros	181
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 183
 APÊNDICE GERAL	 199
Carta Resposta do ANBT/CB-18	200
Projeto de Norma	201
Considerações Iniciais.....	211
Caracterização dos Materiais.....	211
Cimento	211

Agregados: grãos e miúdo	212
<i>Apreciação Petrográfica</i>	212
<i>Análise Granulométrica</i>	215
<i>Massa Específica e Massa Unitária</i>	224
Aditivos	226
Água	227
Estudos e Ensaio de Caracterização do Concreto	228
Ensaio para Caracterização do Concreto.....	229
Dosagens das Misturas Preparadas com Agregado Basalto	233
Dosagens das Misturas Preparadas com Agregado Calcário	237
Ensaio de Porosidade – Concreto preparado com agregado Basalto.....	243
Ensaio de Porosidade – Concreto preparado com agregado Calcário.....	249
Ensaio de Lascamento.....	255
Figura das Placas e Curvas de Aquecimento: Concreto preparado com Agregado Basalto	256
Figuras das Placas e Curvas de Aquecimento: Concreto preparado com Agregado Calcário.....	292

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – (a) Incêndio Edifício Sede II da CESP em São Paulo – Brasil, 1987 (Revista Incêndio, 2000; (b) Colapso total do depósito das lojas Zelo S/A, em Barueri, SP – Brasil, 1994 (COSTA, 2002).	2
Figura 1.2 Colapso total de um edifício residencial no Cairo – Egito, 2004 (CBC News, 2004).	3
Figura 1.3 – Incêndio na Torre Windsor em Madri e dano causado após o sinistro – colapso parcial, 2005 (9 – 11 RESEARCH, 2005).	3
Figura 1.4 - Edifício Herm Stoltz da Eletrobrás – Rio de Janeiro – colapso parcial, 2004 (Fonte: Engº. Wilian César Aguiar <i>apud</i> COSTA, 2008).....	4
Figura 1.5 – (a) Forno tubular para ensaio de um corpo-de-prova e obter curva de aquecimento; (b) Forno quadrado para ensaio de até 9 corpos-de-prova de dimensão 10cm x 20cm.	7
Figura 1.6 – Forno elétrico específico para avaliação de pilares de tamanho real em situação de incêndio.	8
Figura 2.1 – Agentes necessários à combustão: comburente, combustível e energia de ignição.....	13
Figura 2.2 – Ação combinada de transferência de calor em uma viga de concreto. (adap. de LANDI, 1986).....	15
Figura 2.3 – Fatores que caracterizam o cenário do incêndio e que influenciam a severidade do mesmo (adap. de COSTA, 2008).	16

Figura 2.4 - Fluxo de calor por condução, em regime permanente, em um sólido (adap. de INCROPERA et <i>al.</i> , 1996).....	18
Figura 2.5 - Fluxo de calor por convecção em um elemento de superfície aquecida por gases (COSTA, 2008).	19
Figura 2.6 – Principais estágios de um incêndio real (adap. de COSTA, 2008). 21	
Figura 2.7 – Meios de proteção que influenciam o comportamento do incêndio real (adap. de ONO, 2004).	23
2.8 – Curva-padrão ISO 834 (1975) e curvas naturais parametrizadas pela carga de incêndio (q) e pelo fator de abertura (v), ambas para materiais celulósicos (adap. de SILVA, 2001).....	24
Figura 2.9 – Fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura (adap. de NBR 15200:2004).....	29
Figura 2.10 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura (adap. de NBR 15200: 2004).....	30
Figura 2.11 – Curvas padronizadas para materiais celulósicos.	34
Figura 2.12 - Curvas – Padrão internacionais para incêndio de materiais celulósicos.....	38
Figura 2.13 - Curvas – Padrão internacionais para incêndio de materiais celulósicos comparadas com a Curva “H” para incêndio de materiais hidrocarbonetos.	40
Figura 2.14 – Curvas temperatura – tempo para incêndio de materiais hidrocarbonetos mais usadas. (adap. de COSTA, 2002).	41
Figura 3.1 – Critérios de verificação da resistência ao fogo da ISO 834:1975, adotados pela NBR 15200: 2004 (adap. de COSTA, 2008).	48

Figura 3.2 - Método para determinar o tempo equivalente, t_e (adap. COSTA 2008).	50
Figura 3.3 – Tempo equivalente definido pela Equivalência de Ingberg em 1928 (adap. de HARMATHY, 1987).	52
Figura 3.4 – Laje de concreto armado do ensaio em escala real em Cardington ((BAILEY, 2002) <i>apud</i> (COSTA, 2008)).	56
Figura 4.1 – Transformações físico – químicas do concreto em situação de incêndio (adap. de KHOURY, 2000).	59
Figura 4.2 – Variação da massa específica do concreto usual em função da temperatura (adap. de EN 1992-1-2:2004 <i>apud</i> COSTA, 2008).	63
Figura 4.3 – Calor específico de concreto com diferentes teores de umidade, em função da temperatura (adap. de EN 1992-1-2:2004).	66
Figura 4.4 - Expansão térmica de diferentes misturas de concreto em função da elevação de temperatura (adap. de DIEDERICHS, JUMPPANEN & PENTTALA, 1989).	68
Figura 4.5 - Fluência nas Estruturas: a) Fluência sob Condições Normais; b) Fluência sob Temperaturas Elevadas (adap. de BUCHANAN, 2002).	69
Figura 4.6 – Fluência do Concreto um dia depois do Carregamento à 10% da Resistência Inicial (<i>reproduzido</i> por KHOURY & SULLIVAN (1988) <i>com permissão</i> da ELSEVIER SCIENCE)).	70
Figura 4.7 – Relação tensão x deformação para concretos convencionais sob temperaturas elevadas (<i>reproduzido por</i> WADE (1994) <i>com permissão</i> da SOCIETY OF FIRE PROTECTION ENGINEERS).	71
Figura 4.8 - Comparação da resistência à compressão do concreto sob efeito da temperatura (R_c , t) em relação à resistência do concreto a temperatura	

ambiente ($R_c, 20^\circ\text{C}$), em porcentagem (adap. de DIEDERICHS, JUMPPANEN & PENTTALA, 1989).	73
Figura 4.9 – Redução da resistência à compressão em função da elevação de temperatura (adap. de LANDI, 1986).....	74
Figura 4.10 – Redução do módulo de elasticidade em função da elevação de temperatura (adap. de LANDI, 1986).....	77
Figura 4.11 - Comparação do módulo de elasticidade do concreto sob efeito da temperatura (R_c, t) em relação à resistência do concreto a temperatura ambiente ($R_c, 20^\circ\text{C}$), em porcentagem (adap. de DIEDERICHS, JUMPPANEN & PENTTALA, 1989).	78
Figura 4.12 - Expansão térmica de diferentes pastas de cimentos variados, em função da elevação de temperatura (adap. de DIEDERICHS, JUMPPANEN & PENTTALA, 1989).	81
Figura 4.13 – Influência do coeficiente de expansão de diferentes agregados em relação ao coeficiente de expansão do concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008).	82
Figura 4.14 - Condutividade térmica do concreto preparado com diferentes agregados (<i>reproduzido do EUROCODE (1993) com permissão do COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION</i>).	83
Figura 4.15 – Expansão do concreto em função do aumento de temperatura para misturas com diferentes agregados. (adap. LIE, 1992).....	85
Figura 4.16 – Influência do tipo de agregado na redução da resistência à compressão do concreto submetido a elevadas temperaturas (adap. de ABRAMS, 1973 <i>apud</i> MEHTA & MONTEIRO, 2008).	86
Figura 4.17 - Comparação de ensaios em laboratório com curvas de norma para influência do tipo de agregado na redução da resistência à compressão do concreto (SOUZA, 2005).	88

Figura 4.18 – Redução do módulo de elasticidade (porcentagem do valor inicial) para concretos preparados com diferentes tipos de agregados, submetidos a temperaturas elevadas (adap. de ACI 216R-89 ,1996).	90
Figura 4.19 - Comparação de ensaios em laboratório com curvas de norma para influência do tipo de agregado na redução da resistência à compressão do concreto (SOUZA, 2005).	91
Figura 5.1 – Vista interna do aeroporto e de um pilar com colapso parcial e lascamento do cobrimento (COSTA, 2008).	94
Figura 5.2 – Lascamentos provocaram a destruição do cobrimento da laje em edifício de Recife (OLIVEIRA, 2006).	95
Figura 5.3 – Relação das possíveis causas do lascamento explosivo, em relação a micro e macro estrutura do concreto (adap. de COSTA, 2003).	96
Figura 5.4 – Resistência à compressão, aos 90 dias, antes e após o aquecimento, para temperaturas máximas de 800°C e 900°C (adap. de CHAN, LUO & SUN, 2004).	98
Figura 5.5 – Lascamento explosivo em corpo-de-prova de concreto após ser submetido à temperatura de 300°C (GALLETTO & MENEGUINI, 2000). .	100
Figura 5.6 - Explosão ocorrida no concreto preparado com agregado leve (argila expandida) após aquecimento à 600°C, com teor de umidade igual ao do ambiente e baixa taxa de aquecimento (SOUZA, 2005).	101
Figura 5.7 – Distribuição de temperatura para diferentes profundidades nos concretos de baixa e alta resistência (adap. de KODUR, 2003).	105
Figura 5.8 – Comparação do efeito do lascamento nos pilares de concreto após aquecimento; (a) resistência usual e (b) alta resistência (KODUR, 2003).	106
Figura 5.9 – Tipos de lascamento nas amostras após o ensaio de resistência ao fogo (HAN et <i>al.</i> , 2005).	110

Figura 5.10 – Imagens do lascamento explosivo da laje de concreto de alta resistência (75 MPa), sem adição de fibras com os fragmentos de concreto em diferentes tempos. (ZEIML, LARCKNER & MANG, 2008).....	111
Figura 5.11 – Imagens do lascamento explosivo da laje de concreto de resistência normal (37 MPa), sem adição de fibras com os fragmentos de concreto em diferentes tempos (ZEIML, LARCKNER & MANG, 2008).....	112
Figura 5.12 – Lascamento ocorrido na área central da laje ensaiada (BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006).....	115
Figura 5.13 – Aumento de fissuras ajuda a saída de água e vapor do interior da amostra (BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006).....	115
Figura 5.14 – Textura da superfície do concreto exposto a altas temperaturas (ARIOZ, 2009).....	118
Figura 5.15 – Degradação superficial do concreto exposto a altas temperaturas (ARIOZ, 2009).....	119
Figura 5.16 – Diagrama esquemático do lascamento explosivo influenciado pela pressão nos poros e por tensões térmicas (adap. de KHOURY, 2008).....	120
Figura 5.17 - Efeito do “spalling” em placas de concreto e as trincas originadas pelas tensões térmicas desenvolvidas pelo o aumento da temperatura (BUCHANAN, 2003).	121
Figura 5.18 - Cilindro de aço com terminal para o corpo-de-prova ter uma face exposta ao calor do forno (HERTZ & SORENSEN, 2005).....	123
Figura 5.19 - Corpos-de-prova de concreto aquecidos pelo método proposto (HERTZ & SORENSEN, 2005).	124
Figura 5.20 – (a) Forno elétrico tipo mufla, com duas aberturas, horizontal na parte frontal e vertical no topo; (b) confinamento do corpo-de-prova feito com anel de aço (ZHAO & SANJAYAN, 2009).	125

Figura 5.21 – Temperaturas dos corpos-de-prova aquecidos nas duas posições do forno: (a) posição horizontal e (b) posição vertical (adap. de ZHAO & SANJAYAN, 2009)	126
Figura 5.22 - Lascamentos nos corpos-de-prova ensaiados na posição vertical: (a) concreto 60 MPa – forno elétrico; (b) 60 MPa – forno à gás; (c) 80 MPa – forno elétrico e (d) 80 MPa – forno à gás (ZHAO & SANJAYAN, 2009).....	126
Figura 5.23 - Aquecimento dos corpos-de-prova de concreto de resistência igual a 100 MPa: (a) forno elétrico e (b) forno à gás (ZHAO & SANJAYAN, 2009).	127
Figura 6.1 – Corpo-de-prova prismático, moldado para corte das placas, simbolizado pela linha vermelha.	136
Figura 6.2 - Dimensões das placas de concreto, para verificar ocorrência do lascamento explosivo na superfície da mesma.	137
Figura 6.3 – Procedimento para saturar uma face da placa de concreto.....	138
Figura 6.4 – Forno para aquecimento de corpos-de-prova cilíndricos (100 mm x 200 mm ou 150 mm x 300 mm) e placas de seção quadrada de até 150 mm x 150 mm, através da Curva Padrão.	140
Figura 6.5 – Posicionamento dos termopares para leitura das temperaturas no interior do forno, na face aquecida e na face oposta ao aquecimento.....	141
Figura 6.6 – Aquisitor de dados para leitura dos termopares.	141
Figura 6.7 - Fluxograma dos ensaios previstos para as misturas de concreto.	142
Figura 7.1 – Procedimento para saturar uma face da placa, anterior à exposição de 60 minutos à curva ISO 834:1975.	146

Figura 7.2 – Placa posicionada no vão da porta do forno, com o isolamento e a disposição dos termopares em detalhe.....	147
Figura 7.3 – Detalhe da superfície da face aquecida da placa de concreto de 20MPa e 7.5cm de espessura preparada com agregado basalto.....	147
Figura 7.4 – Curvas de aquecimento de uma placa de concreto de 20 MPa preparado com agregado basalto, com 7.5 cm de espessura, comparadas com a Curva Padrão da ISO 834:1975.	148
Figura 7.5 – Detalhe da superfície da face aquecida da placa de concreto de 80MPa e 10cm de espessura preparada com agregado basalto e detalhe do lascamento explosivo de parte da superfície.....	149
Figura 7.6 - Curvas de aquecimento de uma placa de concreto de 80 MPa preparado com agregado basalto, com 10 cm de espessura, comparadas com a Curva Padrão da ISO 834:1975.	150
Figura 7.7 - Fissuras marcadas na superfície aquecida do concreto preparado com agregado basalto, de resistência igual a 30 MPa e espessura igual a 5.0cm.....	158
Figura 7.8 - Placa de concreto preparada com agregado calcáreo, de resistência igual a 80 MPa, após aquecimento na Curva Padrão ISO 834:1975, durante 60 minutos.....	168
Figura 7.9 - Alteração de massa e cor dos agregados utilizados, após serem aquecidos na Curva Padrão, durante 60 minutos: (a) basalto e (b) calcáreo.	168
Figura A.1 – Carta referente ao Projeto de Norma enviado ao ANBT/CB-18. .	200
Figura A.2 – Forno para aquecimento das amostras de concreto em função da curva de aquecimento da ISO 834:1975.....	203
Figura A.3 – Ilustração do forno para aquecimento.	204

Figura A.4 – Viga prismática moldada de acordo como procedimento da NBR 5738:2003 e corte das placas.	204
Figura A.5 – Procedimento para saturar uma face da placa de concreto, antes do aquecimento.	205
Figura A.6 – Curva Padrão para aquecimento (temperatura versus tempo). ISO 834 (1975).	206
Figura A.7 – Curva granulométrica do agregado miúdo e zona ótima e utilizável.	217
Figura A.8 – Curva granulométrica dos agregados graúdos, brita e pedrisco de basalto.	220
Figura A.9 – Curva granulométrica dos agregados graúdos, brita e pedrisco, de calcáreo.	223
Figura A.10 – Ensaio para determinar a massa específica do agregado miúdo por meio do frasco de Chapman.	224
Figura A.11 - Ensaio de massa específica no estado solto; (a) agregado graúdo calcáreo e (b) agregado miúdo areia eólica.	225
Figura A.12 – Vigas prismáticas moldadas, adensadas na mesa vibratória e com acabamento superficial pronto.	230
Figura A.13 – Ensaio de abatimento do tronco de cone para uma mistura de concreto.	231
Figura A.14 - Ensaio de compressão axial e diametral nos corpos-de-prova cilíndricos, aos 28 dias de idade.	232
Figura A.15 – Representação dos tipos de poros.	242
Figura A.16 - Curva de Pressão Absoluta <i>versus</i> Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado basalto de resistência igual a 20 MPa.	244

Figura A.17 - Curva de Pressão Absoluta <i>versus</i> Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado basalto de resistência igual a 30 MPa.	246
Figura A.18 - Curva de Pressão Absoluta <i>versus</i> Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado basalto de resistência igual a 40 MPa.	248
Figura A.19 - Curva de Pressão Absoluta <i>versus</i> Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado calcário de resistência igual a 20 MPa.	250
Figura A.20 - Curva de Pressão Absoluta <i>versus</i> Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado calcário de resistência igual a 30 MPa.	252
Figura A.21 - Curva de Pressão Absoluta <i>versus</i> Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado calcário de resistência igual a 40 MPa.	254
Figura A.22 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P1-5.0cm.....	256
Figura A.23 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P2-5.0cm.....	257
Figura A.24 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P3-5.0cm.....	258
Figura A.25 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P1-7.5cm.....	259
Figura A.26 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P2-7.5cm.....	260
Figura A.27 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P3-7.5cm.....	261

Figura A.28 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P1-10cm.....	262
Figura A.29 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P2-10cm.....	263
Figura A.30 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P3-10cm.....	264
Figura A.31 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P1-5.0cm.....	265
Figura A.32 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P2-5.0cm.....	266
Figura A.33 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P3-5.0cm.....	267
Figura A.34 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P1-7.5cm.....	268
Figura A.35 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P2-7.5cm.....	269
Figura A.36 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P3-7.5cm.....	270
Figura A.37 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P1-10cm.....	271
Figura A.38 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P2-10cm.....	272
Figura A.30 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P3-10cm.....	273
Figura A.40 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P1-5.0cm.....	274

Figura A.41 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P2-5.0cm.....	275
Figura A.42 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P3-5.0cm.....	276
Figura A.43 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P1-7.5cm.....	277
Figura A.44 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P2-7.5cm.....	278
Figura A.45 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P3-7.5cm.....	279
Figura A.46 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P1-10cm.....	280
Figura A.47 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P2-10cm.....	281
Figura A.48 - Curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P3-10cm.	282
Figura A.49 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P1-5.0cm.....	283
Figura A.50 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P2-5.0cm.....	284
Figura A.51 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P3-5.0cm.....	285
Figura A.52 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P1-7.5cm.....	286
Figura A.53 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P2-7.5cm.....	287

Figura A.54 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P3-7.5cm.....	288
Figura A.55 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P1-10cm.....	289
Figura A.56 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P2-10cm.....	290
Figura A.57 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P3-10cm.....	291
Figura A.58 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P1-5.0cm.	292
Figura A.59 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P1-5.0cm.	293
Figura A.60 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P1-7.5cm.	295
Figura A.61 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P2-5.0cm.	296
Figura A.62 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P3-5.0cm.	297
Figura A.63 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P1-10cm.	298
Figura A.64 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P2-10cm.	299
Figura A.0.65 - Curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P3-10cm.	300
Figura A.66 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P1-5.0cm.	301

Figura A.67 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P2-5.0cm.	302
Figura A.68 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P3-5.0cm.	303
Figura A.69 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P1-7.5cm.	304
Figura A.70 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P2-7.5cm.	305
Figura A.71 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P3-7.5cm.	306
Figura A.72 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P1-10cm.	307
Figura A.73 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P2-10cm.	308
Figura A.74 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P3-10cm.	309
Figura A.75 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P1-5.0cm.	310
Figura A.76 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P2-5.0cm.	311
Figura A.77 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P3-5.0cm.	312
Figura A.78 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P1-7.5cm.	313
Figura A.79 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P2-7.5cm.	314

Figura A.80 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P3-7.5cm.	315
Figura A.81 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P1-10cm.	316
Figura A.82 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P2-10cm.	317
Figura A.83 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P3-10cm.	318
Figura A.84 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P1-5.0cm.	319
Figura A.85 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P1-5.0cm.	320
Figura A.86 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P3-5.0cm.	321
Figura A.87 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P1-7.5cm.	322
Figura A.88 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P2-7.5cm.	323
Figura A.89 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P3-7.5cm.	324
Figura A.90 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P1-10cm.	325
Figura A.91 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P2-10cm.	326
Figura A.92 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P3-10cm.	327

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores do coeficiente de transferência de calor por convecção (adap. de Eurocode, 2004).	17
Tabela 2.2 – Correspondência em potencial calorífico em madeira e duração da resistência ao fogo (adap. NBR 5627: 1980).	25
Tabela 2.3 – Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m ³ a 2800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos e calcáreos (adap. de NBR 15200:2004).....	28
Tabela 2.4 – Curvas Temperatura x Tempo padronizadas.....	33
Tabela 2.5 – Curvas – Padrão internacionais – para incêndio de materiais celulósicos.....	37
Tabela 3.1 – Tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF (minutos) das edificações (adap. de NBR 14432:2000).	49
Tabela 3.2 – Relação entre carga de incêndio e tempo equivalente (adap. de GEWAIN et <i>al.</i> , 2003).....	51
Tabela 3.3 – Cobrimento entre armadura e a face do elemento exposta ao fogo, valores em milímetros (adap. de GALLETTTO, MENECHINI & ROSSI, 2000).	55

Tabela 3.4 – Espessura mínima recomendada para lajes e vigas de concreto, em função do TRRF e do agregado (adap. de HARMATHY, 1993).....	57
Tabela 4.1 – Espessura mínima recomendada para lajes e paredes de concreto em função do TRRF e tipo de agregado (adap. de HARMATHY, 1993).	89
Tabela 5.1 – Resultados do grau de lascamento em função da severidade e das classes propostas (adap. de ALI et <i>al.</i> , 2004).....	108
Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de lascamento de concreto com fibras de polipropileno após exposição a altas temperaturas (adap. de HAN et <i>al.</i> , 2005).	109
Tabela 5.3 – Efeito do fogo na profundidade do lascamento e perda de massa de concretos com diferentes relações a/c e dimensões de lajes (adap. de BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006).	117
Tabela 5.4 – Efeito do fogo na profundidade do lascamento e perda de massa de concreto para revestimento de túneis e dimensões de lajes diferentes (adap. de BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006).....	117
Tabela 7.1 – Resultado das características mecânicas das misturas de concreto, ensaiadas aos 28 dias de idade.....	145
Tabela 7.2 – Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 20 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.....	151
Tabela 7.3 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 30 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.....	152
Tabela 7.4 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 40 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.....	152

Tabela 7.5 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 80 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.....	153
Tabela 7.6 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 20 MPa, preparado com agregado calcáreo, em função das espessuras.	153
Tabela 7.7 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 30 MPa, preparado com agregado calcáreo, em função das espessuras.	154
Tabela 7.8 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 40 MPa, preparado com agregado calcáreo, em função das espessuras.	154
Tabela 7.9 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 80 MPa, preparado com agregado calcáreo, em função das espessuras.	155
Tabela 7.10 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 20 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.	159
Tabela 7.11 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 30 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.	159
Tabela 7.12 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 40 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.	160
Tabela 7.13 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 80 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.	160
Tabela 7.14 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 30 MPa, preparado com agregado calcário, em função das espessuras.	161
Tabela 7.15 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 40 MPa, preparado com agregado calcário, em função das espessuras.	161
Tabela 7.16 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 80 MPa, preparado com agregado calcário, em função das espessuras.	162
Tabela 7.17 - Danos causados pelo aquecimento das placas de concreto.	165

Tabela 7.18 – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água dos agregados graúdos.	169
Tabela A.1 – Faixas de exposição do lascamento explosivo em função do Índice de Fissuras de concretos submetidos ao incêndio, para placas de 150 mm x 150mm e aquecidas pelo ensaio Padrão ISO 834:1975.....	209
Tabela A.2 – Faixas de exposição do lascamento explosivo em função da Perda de material superficial de concretos submetidos ao incêndio, para placas de 150 mm x 150mm e aquecidas pelo ensaio Padrão ISO 834:1975.	209
Tabela A.3 – Análise do cimento CP II E-40.	211
Tabela A.4 – Apreciação petrográfica do agregado miúdo, areia (adap. de SBRIGHI, 2006).....	212
Tabela A.5 – Apreciação petrográfica do agregado basalto (gráudo e pedrisco) (adap. de SBRIGHI, 2005; <i>com permissão</i> da Pedreira Galvani).	214
Tabela A.6 – Apreciação petrográfica do agregado calcáreo (gráudo e pedrisco) (adap. de SBRIGHI, 2007; <i>com permissão</i> da Khouri, Cajamar, SP).	215
Tabela A.7 – Análise granulométrica do agregado miúdo.	216
Tabela A.8 - Análise granulométrica do pedrisco de basalto.	218
Tabela A.9 – Análise granulométrica do agregado gráudo de basalto.....	219
Tabela A.10 - Análise granulométrica do pedrisco de calcáreo.	221
Tabela A.11 - Análise granulométrica do agregado gráudo de calcáreo.	222
Tabela A.12 – Resultados do ensaio de masa específica para o agregado miúdo.	224
Tabela A.13 – Determinação da massa unitária (estado solto) dos agregados utilizados na preparação das misturas de concreto.....	226
Tabela A.14 – Análise química da água.	228

Tabela A.15 - Dosagem do concreto preparado com agregado basáltico para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 20 MPa.....	233
Tabela A.16 - Dosagem do concreto preparado com agregado basáltico para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 30 MPa.....	234
Tabela A.17 - Dosagem do concreto preparado com agregado basáltico para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 40 MPa.....	235
Tabela A.18 - Dosagem do concreto preparado com agregado basáltico para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 80 MPa.....	236
Tabela A.19 - Dosagem do concreto preparado com agregado calcáreo para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 20 MPa.....	237
Tabela A.20 - Dosagem do concreto preparado com agregado calcário para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 30 MPa.....	238
Tabela A.21 - Dosagem do concreto preparado com agregado calcário para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 40 MPa.....	239
Tabela A.22 - Dosagem do concreto preparado com agregado calcário para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 80 MPa.....	240
Tabela A.23 – Porosidade das argamassas das oito dosagens utilizadas.....	241
Tabela A.24 – Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado basalto e resistência de 20 MPa.	243
Tabela A.25 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado basalto e resistência de 30 MPa.	245
Tabela A.26 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado basalto e resistência de 40 MPa.	247
Tabela A.27 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado calcário e resistência de 20 MPa.....	249

Tabela A.28 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado calcário e resistência de 30 MPa.....	251
Tabela A.29 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado calcário e resistência de 40 MPa.....	253

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

ACI – American Concrete Institute

FEB –Fédération Internationale du Béton

BS – British Standards Institution

EN – European Committee for Standardization

IF – Índice de Fissuras

IPM – Perda de Material

ISO – International Organization for Standardization

IT – Instrução Técnica

NBR – Norma Brasileira Regulamentada

RABT – Richtlinie für die Ausstattung und den Betrieb von Strafsentunneln

RWS – Rijkswaterstraat (Ministério de Transporte dos Países Baixos)

S – Área da Placa

TRRF – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

1. INTRODUÇÃO

Um incêndio é uma força destrutiva que causa milhares de mortes todos os anos, além de causar prejuízos financeiros devido a perdas de propriedades. Evitar que a estrutura, ou parte dela, entrem em colapso durante o incêndio ou até mesmo após sua extinção é dever de todo projetista (BUCHANAN, 2002).

O objetivo primário da segurança contra incêndio nas edificações é proteger a vida humana. Mas, a proteção ao patrimônio, de objetivo secundário, tem sido requerida em edificações comerciais, industriais, residenciais, uma vez que os danos estruturais resultantes do sinistro podem levar à paralisação das atividades econômicas e afetar a imagem das empresas, onerando significativamente seus proprietários.

O desenvolvimento do concreto, nas últimas décadas, devido ao desenvolvimento de aditivos mais evoluídos, dos cimentos especiais e até mesmo do uso de agregados leves e reciclados, ampliou a performance e a área de atuação do material.

O estudo do comportamento do concreto e dos materiais que o constitui é essencial para estabelecerem-se condições de projeto e execução que atendam aos requisitos para a segurança ao fogo, para que colapso parcial (Figura 1.1a) ou total (Figura 1.1b) sejam minimizados.

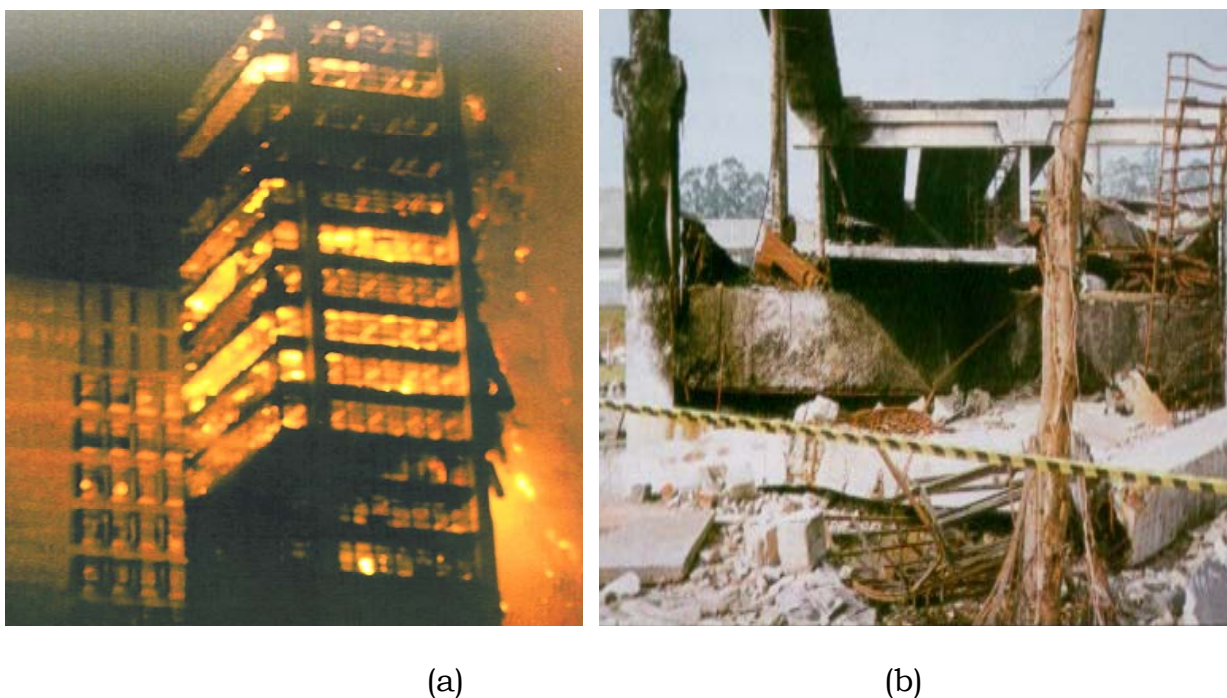


Figura 1.1 – (a) Incêndio Edifício Sede II da CESP em São Paulo – Brasil, 1987 (Revista Incêndio, 2000; (b) Colapso total do depósito das lojas Zelo S/A, em Barueri, SP – Brasil, 1994 (COSTA, 2002).

A ciência da segurança ao fogo, por sua vez, vem sendo disseminada em diversos campos de estudo. Requer a integração de diferentes áreas da ciência e da engenharia, e tem como objetivos diminuir a probabilidade de ocorrência de incêndios, reduzir seus efeitos destrutivos, prever facilidades para a detecção e notificação de incêndios, e estabelecer condições para a movimentação dos ocupantes e dos bombeiros (BUCHANAN, 2002).

Para que a segurança ao fogo das estruturas seja eficaz, as Normas Técnicas NBR 14323:1999 – “*Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento*”, NBR 14432:2001 – “*Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*”, NBR 15200:2004 – “*Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*”, da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, e diversas Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, apresentam

conceitos, com base em normas internacionais, adaptados às condições nacionais, para que as edificações sejam mais seguras caso ocorra o sinistro (Figura 1.2, 1.3 e 1.4).



Figura 1.2 Colapso total de um edifício residencial no Cairo – Egito, 2004 (CBC News, 2004).



Figura 1.3 – Incêndio na Torre Windsor em Madri e dano causado após o sinistro – colapso parcial, 2005 (9 – 11 RESEARCH, 2005).



Figura 1.4 - Edifício Herm Stoltz da Eletrobrás – Rio de Janeiro – colapso parcial, 2004 (*Fonte: Engº. Wilian César Aguiar apud COSTA, 2008*).

Além dos danos estruturais que podem ocorrer, outros efeitos destrutivos do concreto submetido ao fogo são observados, dentre eles destaca-se o lascamento, denominado na literatura especializada como *spalling*, e que consiste, basicamente, no desprendimento de camadas superficiais do concreto, durante o aquecimento, com grande liberação de energia.

Sendo o concreto um material de baixa condutividade térmica, é formado um acentuado gradiente de temperatura entre a superfície exposta ao fogo e o interior da peça, menos quente. Esse elevado gradiente térmico provoca elevadas tensões térmicas, as quais, combinadas com outros fatores, podem causar o lascamento explosivo (LINDGARD & HAMMER, 1999).

Dentre os vários fatores que, combinados, podem favorecer o lascamento do concreto, destaca-se a alta densidade de alguns concretos e o excesso de pressão na rede de poros causado pelo vapor de água.

Quando o concreto é muito compacto, a liberação da pressão interna de vapor durante o aquecimento é dificultada, pois a porosidade é menor. Já as massas muito saturadas desenvolvem pressão interna de vapor muito elevada, ultrapassando a capacidade de liberação de vapores pelos poros e nestes casos, o lascamento (ou *spalling*) pode ocorrer nos primeiros 30 minutos em que a estrutura está em contato com o fogo, e isto ocorre porque a umidade livre influi muito na pressão de vapor e a relação água/cimento influi na permeabilidade do material (SANJAYAN & STOCKS, 1993).

O lascamento é um fenômeno complexo, estocástico, e que pode causar um efeito violento a qualquer tipo de concreto em situação de incêndio, podendo haver colapso total da estrutura ou redução parcial de sua capacidade resistiva. O fenômeno do lascamento deve, portanto, também ser considerado no projeto de construções em que a ação do fogo é levada em conta (HERTZ, 2002).

1.1. OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa foi apresentar uma revisão bibliográfica sobre concreto e materiais submetidos ao fogo e os principais resultados obtidos por dados experimentais de pesquisas nacionais e internacionais.

O objetivo específico foi desenvolver um procedimento para avaliação da tendência ao lascamento explosivo do concreto submetido ao fogo, através da Curva Padrão de aquecimento da ISO 834:1975 – *Fire – Resistance Tests – Elements of Building Construction. Part 1: General Requirements*, da International Organization for Standardization, no qual resultou no projeto de norma apresentado no Apêndice ao final desta pesquisa, o qual foi encaminhado à Associação Brasileira de Normas Técnicas para que possa entrar em discussão com outros pesquisadores.

1.2. JUSTIFICATIVA

O lascamento é um fenômeno complexo, estocástico, e que pode causar um efeito violento a concretos em situação de incêndio, podendo haver colapso parcial ou total da estrutura. O fenômeno do lascamento deve, portanto, ser considerado no projeto de construções em que a ação do fogo é levada em conta (HERTZ, 2002).

Em função das informações descritas, anteriormente, faz-se necessária a avaliação do concreto submetido ao fogo, através de ensaios experimentais o que valida esta pesquisa aqui exposta.

Outro fator importante, que justifica a avaliação experimental, se faz pela inexistência de um procedimento de ensaio normatizado para avaliação em laboratório da tendência ao lascamento explosivo no concreto. Nada, ainda, está estabelecido em relação ao tamanho das amostras, preparo das amostras (execução e cura), tempo de exposição à temperatura, evolução da temperatura ao longo do tempo (taxas de elevação) ou quantificação do fenômeno (degradação das amostras em termos de fissuração e desprendimento de camada superficial das amostras).

1.3. HISTÓRICO DAS PESQUISAS DA FEC-UNICAMP

O comportamento do concreto em situação de incêndio tornou-se um assunto de interesse nacional nos últimos anos. Na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FEC-UNICAMP) a linha de pesquisa sobre efeito do fogo é, predominantemente, de cunho experimental. A avaliação em laboratório do efeito do fogo teve início em 2000, com um trabalho, em nível de iniciação científica, da avaliação das propriedades mecânicas (resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade) de concretos com agregado silicoso e com mistura (traço) comum em nossa região (SOUZA, 2002).

De início o laboratório não possuía equipamento algum. No referido trabalho, pioneiro, utilizou – se um forno do Laboratório da Faculdade de Engenharia Química, da UNICAMP. Em 2003, com o apoio da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP, adquiriu - se dois fornos pequenos (Figuras 1.6);

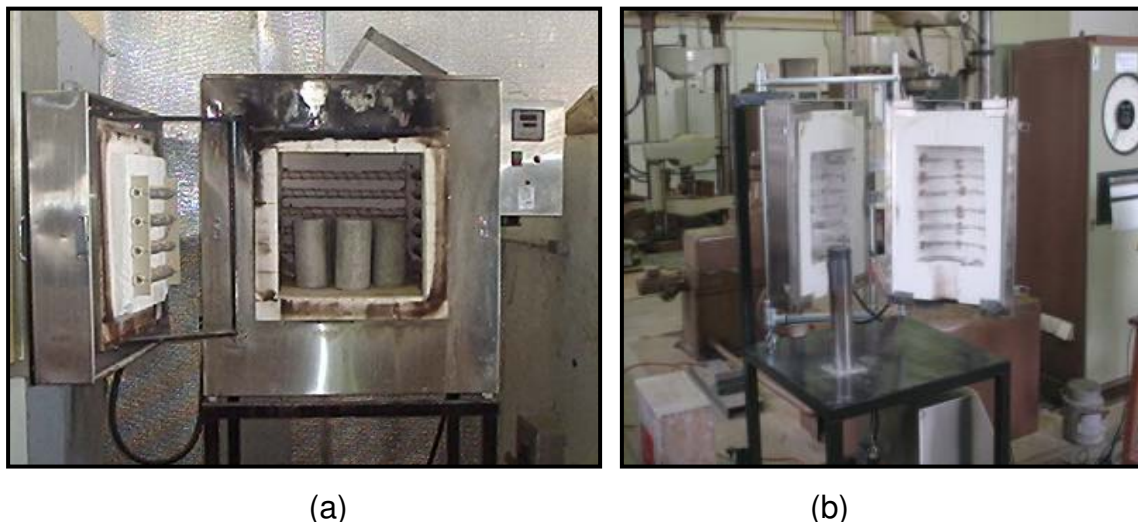


Figura 1.5 – (a) Forno tubular para ensaio de um corpo-de-prova e obter curva de aquecimento; (b) Forno quadrado para ensaio de até 9 corpos-de-prova de dimensão 10cm x 20cm.

Fornos estes, específicos para a fase de caracterização do material em relação ao efeito de altas temperaturas. A partir desta aquisição, foi possível controlar, eletronicamente, a elevação da temperatura nas amostras em função do tempo. Neste período, em seu trabalho de mestrado, Souza (2005) avaliou o comportamento de misturas de concreto com diferentes agregados para avaliar a perda de resistência após o aquecimento e, a aumento da mesma, após processo de reidratação. Paralela a esta pesquisa, Bizzo (2006) avaliou diferentes misturas em função das classes de agressividade propostas na NBR 6118 – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento* (ABNT, 2007).

No início de 2005, com a evolução do grupo de pesquisa (em número de pesquisadores e volume de pesquisa), com o apoio da iniciativa privada na

concessão de bolsas de pesquisa (Mannesmang S.A.; fabricante de tubos de aço) e da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (no aporte de recursos via projeto individual de pesquisa), iniciaram-se os trabalhos de mestrado relacionados à avaliação do comportamento de pilares mistos (aço e concreto) em situação de incêndio, com a implantação do forno vertical, específico para a avaliação de qualquer material (Figura 1.7).



Figura 1.6 – Forno elétrico específico para avaliação de pilares de tamanho real em situação de incêndio.

Nesta fase o interesse pelo fenômeno do lascamento explosivo de concreto em situação de incêndio resultou em trabalhos de pesquisa importantes do grupo: Gigliotti (2007), Siqueira (2007) e Yamashiro (2008), moldaram placas de concreto, as isolando de forma a deixar somente uma face exposta ao calor, para avaliar a tendência ao lascamento. Atualmente,

Barnabé (2010) dá continuidade ao trabalho de pesquisa aqui apresentado, com a classificação dos danos causados pelo fogo.

Nestes trabalhos a busca por uma metodologia de avaliação do fenômeno foi uma constante. Por fim, adaptado o equipamento já existente no Laboratório da FEC-UNICAMP, com recursos da FAPESP e CNPq, Souza iniciou no ano de 2008 iniciou o estudo mais aprofundado sobre o fenômeno do lascamento explosivo do concreto e da busca por uma metodologia simples de quantificação do fenômeno em laboratório.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho de pesquisa está dividido em dois Volumes:

O Volume 1 contém o texto principal dividido em oito capítulos. O capítulo 1 refere – se a **Introdução**, apresenta o assunto, os objetivos e a justificativa para a tese.

O capítulo 2, **Ação Térmica**, apresenta definições relacionadas a um incêndio e as formas de transferência de calor em situação de incêndio e equações matemáticas para aplicação. Neste capítulo são apresentadas a curva real e as naturais de incêndio, e normalização internacional sobre o tema.

O capítulo 3, **Resistência ao Fogo**, descreve como considerar em projetos estruturais a ação térmica, apresentando o parâmetro do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo - TRRF e métodos para determiná – lo.

O capítulo 4, **Propriedade dos Materiais**, descreve o comportamento do concreto no que se refere as propriedades térmicas e mecânicas, bem como o comportamento dos materiais que o constitui, em situação de incêndio.

O capítulo 5, **Lascamento Explosivo**, descreve os principais estudos sobre o efeito em concretos em situação de incêndio, tanto análises teóricas quanto experimentais e os principais fatores de influência.

O capítulo 6, **Metodologia de Ensaio**, o procedimento dos ensaios principais de aquecimento e obtenção dos índices de lascamento explosivo. Os métodos e equipamentos projetados para estes ensaios estão descritos no decorrer deste capítulo.

O capítulo 7, **Resultados dos Ensaios**, apresenta os ensaios realizados desde resistência mecânica, de aquecimento das placas de concreto e de obtenção dos índices propostos, com análises pertinentes a eles.

O capítulo 8, **Conclusões**, apresenta as conclusões finais pertinentes aos resultados e objetivos propostos e, as propostas de **Trabalhos Futuros**.

Ao final desta pesquisa apresentam – se as **Referências Bibliográficas**.

Como Volume 2 deste trabalho de pesquisa, é apresentado em CD-ROM o **Apêndice Geral**, com os Ensaios de Caracterização dos Materiais, com a carta enviada pela Superintendente do ABNT/CB-18 Eng^a. Inês da Silva Battagin com o o esboço do Projeto de Norma enviado à Associação Brasileira de Normas Técnicas e as imagens das placas aquecidas com suas referidas curvas de aquecimento.

2. AÇÃO TÉRMICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As mudanças no comportamento das estruturas, quando submetidas ao fogo, são devido a ação térmica. A ação térmica conduz ao aumento de temperatura no interior do elemento estrutural, provocando perda de resistência mecânica do mesmo.

A maioria das estruturas de concreto possui comportamentos similares em situações de incêndio. Várias observações mostram que os colapsos estruturais raramente ocorrem devido a perda de resistência dos materiais, mas sim, devido a falta de capacidade dos elementos estruturais assimilarem as deformações horizontais que dão origem ao cisalhamento ou às deformações de segunda ordem em pilares ou em paredes (BUCHANAN, 2002).

Atualmente, o uso do concreto de alto desempenho se tornou mais comum. Os valores das resistências à compressão aumentaram (em torno de 50 à 120MPa) e esta alteração se deve principalmente à utilização da sílica ativa, dos aditivos e do menor teor de água necessário na mistura.

Pesquisa realizada por Phan & Carino (1998) *apud* Mehta & Monteiro (2008), mostra que a perda da resistência nos concretos de alto desempenho em temperaturas superiores a 400°C é bem maior quando comparados aos concretos usuais e, além disso, o concreto de alto desempenho apresenta uma maior tendência ao lascamento explosivo. Principalmente, devido as tensões

internas geradas durante o aquecimento e a elevada pressão de vapor nos poros. No estudo os pesquisadores analisaram concretos de resistência à compressão entre 51 MPa e 93 MPa expostos a temperatura máxima de 600°C, sob uma taxa de aquecimento de 5°C/min e, concluíram que o concreto de alta resistência apresenta maior tendência ao lascamento explosivo violento, do que o concreto de resistência mais baixa. Porém, convém salientar que a tendência ao lascamento é influenciada por diversos fatores, dentre eles, o teor de umidade.

No entanto, Ali (2002), realizou testes com elementos de concreto de resistência convencional e de alta resistência, aquecidos sob as mesmas condições, para verificação do lascamento explosivo. Concluiu que os dois tipos de concreto aplicados nos pilares apresentam porcentagem de lascamento explosivo similares.

No caso de concretos preparados com agregados leves, como por exemplo, pedra-pomes e argila expandida ou materiais como a vermiculita e a perlita, o desempenho perante o fogo é muito bom e este resultado pode ser melhor se o agregado leve for produzido em temperaturas elevadas. Porém ensaios realizados por Souza (2005) mostram que o concreto preparado com agregado leve não pode apresentar umidade, pois a temperaturas em torno de 300°C ocorre explosões no mesmo. Por esse motivo, os corpos-de-prova foram colocados em estufa ($T = 60^{\circ}\text{C}$; $t = 48$ horas) para secagem até constância de massa.

2.2. INCÊNDIO

Para combater o fogo emprega – se água lançada sob pressão na superfície dos elementos em chamas. Os materiais absorvem calor e dilatam – se durante a fase de aquecimento, a água, por sua vez, produz resfriamentos e contrações que provocam fissuras. Deve – se, portanto, conhecer a evolução de

um incêndio para que seja possível utilizar o melhor modo para extingui-lo (SOUZA, 2005).

2.2.1. Definição do Fogo

O fogo pode ser definido como um fenômeno físico – químico, desenvolvendo, simultaneamente, calor e luz, que é produto da combustão de materiais inflamáveis.

Para que ocorra o fenômeno do fogo, é necessária a presença de quatro componentes (Figura 2.1):



Figura 2.1 – Agentes necessários à combustão: comburente, combustível e energia de ignição.

A reação de oxidação, que é caracterizada pelo processo de queima de um combustível, também é conhecida como combustão. O combustível produz muitas outras substâncias que na maioria das vezes são de curta duração (LANDI, 1986). O combustível pode ser definido como qualquer substância capaz de produzir calor por meio de reação química e do comburente, que por sua vez é a substância que alimenta a reação química.

O fogo é o produto de uma reação química que se manifesta, diretamente, em função da composição química do material. Por outro lado, um mesmo material pode queimar de modo diferente em função de sua superfície, da natureza física, da distribuição do combustível, da oxigenação e da umidade contida (DRYSDALE, 1999).

A energia de ignição, ou calor, pode ser definido como uma forma de energia que se transfere de um sistema para outro em virtude da diferença de temperatura. Ele se distingue das outras formas de energia, porque, como o trabalho, só se manifesta em um processo de transformação.

2.3. TRANSFERÊNCIA DE CALOR

O calor é uma forma de transferência de energia entre corpos materiais, causada pela diferença de temperatura entre eles. A transferência de calor ocorre por condução, convecção e por radiação.

Nas estruturas ocorre transferência de calor que pode ser descrita pela soma dos fluxos de calor transferidos por convecção e radiação, que são produzidos pela diferença entre a temperatura do elemento estrutural frio e a temperatura dos gases quentes.

A ação combinada das três formas de transferência de calor está presente em qualquer incêndio, porém cada uma apresenta predominância em certa fase do aquecimento ou em determinado local.

A Figura 2.2 ilustra a ação combinada das três formas de transferência de calor em uma viga de concreto. De acordo com Landi (1986), a viga recebe calor por radiação (Q_r) proveniente de uma chama, mas pode receber calor por convecção (Q_{cv}), podendo radiar – lo (Q'_r) e pode transmitir o calor através do concreto por condução (Q_{cd}).

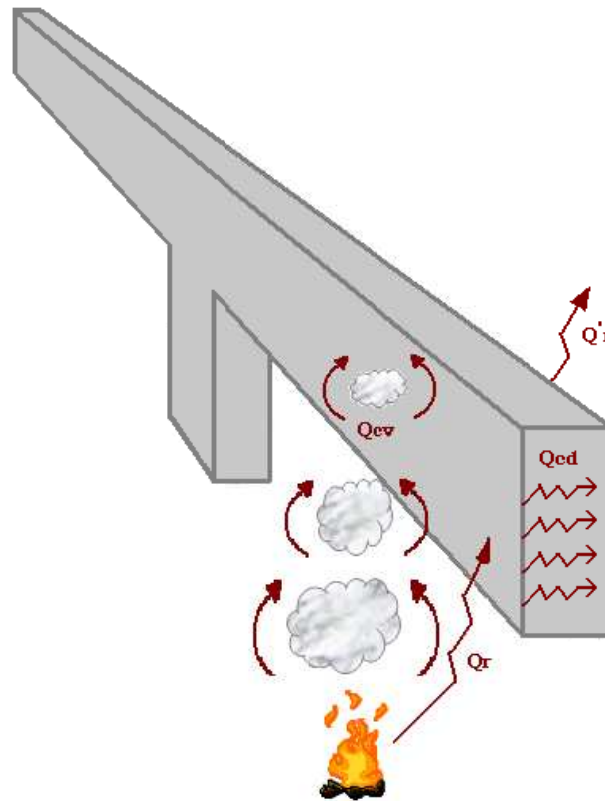


Figura 2.2 – Ação combinada de transferência de calor em uma viga de concreto. (adap. de LANDI, 1986).

A ação combinada de transferência de calor está relacionada a influência do cenário de incêndio, pois este determinará a intensidade e tempo de ocorrência do sinistro, influenciando a transferência de calor da face mais quente para a outra mais fria, como ilustra a Figura 2.3.

O cenário de incêndio no entanto é influenciado por fatores como as propriedades dos materiais, a carga de incêndio (diretamente relacionada ao tempo de ocorrência do mesmo), à ventilação (relacionada à propagação das chamas) e à geometria do compartimento.

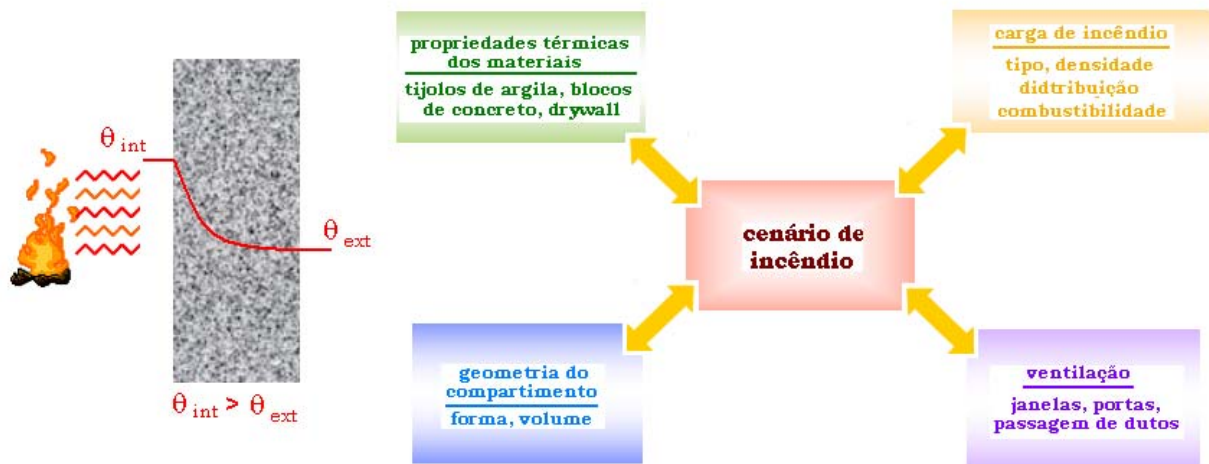


Figura 2.3 – Fatores que caracterizam o cenário do incêndio e que influenciam a severidade do mesmo (adap. de COSTA, 2008).

2.3.1. Convecção

O fluxo de calor por convecção é gerado pela diferença de densidade entre os gases do ambiente em chamas: os gases quentes são menos densos e tendem a ocupar a atmosfera superior, enquanto os gases frios, de densidade maior, tendem a se movimentar para a atmosfera inferior do ambiente.

No compartimento, as massas de gases quentes, mais leves, tendem a subir, enquanto as massas de gases frios, tendem a descer, isso ocorre devido a diferença de densidade.

O fluxo de calor por convecção deve ser calculado pela Equação 2.1 de Isaac Newton (1701):

$$\dot{h}_c = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_s) \quad (2.1)$$

As variáveis são:

h_c – Fluxo de calor por convecção na superfície por unidade de área [W/m^2];

α_c – Coeficiente de transferência de calor por convecção [$\text{W}/\text{m}^2/^\circ\text{C}$];

θ_g e θ_s – Temperatura do gás quente e da superfície, respectivamente [$^\circ\text{C}$].

O valor do coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) é determinado empiricamente e, depende das massas dos gases, da temperatura, tipo e tamanho da superfície exposta. A Tabela 2.1 apresenta alguns valores do coeficiente apropriados às curvas padronizadas.

Tabela 2.1 – Valores do coeficiente de transferência de calor por convecção (adap. de Eurocode, 2004).

Superfície exposta		
Material Combustível	Curva de Aquecimento	α_c ($\text{W}/\text{m}^2/^\circ\text{C}$)
Celulósicos	ISO 834: 1975	25
Hidrocarboneto	Curva “H”	50
Celulósicos	Incêndio Externo	25
	Curvas Naturais	35

2.3.2. Condução

O efeito da ação térmica é o aquecimento dos elementos estruturais. O calor gerado pelo aquecimento é transferido à estrutura, através da condução, isto é, uma superfície está aquecida e a outra não, dependendo do tempo de exposição ao aquecimento, as temperaturas nas superfícies entram em equilíbrio, a partir deste momento terminou a transferência de calor no elemento.

Na estrutura, o calor é conduzido molécula a molécula do material, aumentando a temperatura no interior do elemento (LANDI, 1986). No concreto, o calor se propaga, elevando a temperatura gradualmente ao longo da seção do elemento e originando elevados gradientes térmicos. No aço, o calor se propaga

mais rápido e a temperatura elevada tende a se uniformizar ao longo da pequena seção das barras das armaduras.

A transferência de calor no concreto pode ser determinada pela Lei de Fourier através da Equação 2.2 e da Figura 2.4, (INCROPERA et al., 1996).

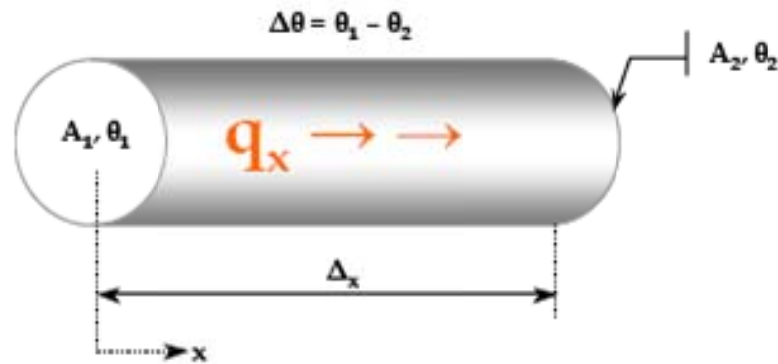


Figura 2.4 - Fluxo de calor por condução, em regime permanente, em um sólido (adap. de INCROPERA et al., 1996).

$$\dot{Q}_x = -\lambda \cdot A \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2.2)$$

As variáveis são:

Q_x – Fluxo de calor por condução na direção “x” [W];

λ - Condutividade térmica do material [W/m.°C];

A – Área da seção transversal através do qual o calor flui [m²];

$\frac{\partial \theta}{\partial x}$ – Gradiente de temperatura na direção do fluxo de calor [°C/m]

∂x

De acordo com Costa (2008), os materiais incombustíveis não geram calor, ou seja, $Q_x = 0$. Porém, o concreto aquecido pode gerar calor devido às reações exotérmicas processadas em altas temperaturas, isso ocorre,

principalmente, se houver quantidades significativas de calcáreo em sua composição.

Em relação a transferência de calor, por condução no concreto submetido a temperaturas elevadas, esta não deve ser avaliada somente em função das propriedades térmicas, como o calor e condutividade. Deve – se considerar as propriedades térmicas de cada material que constitui o concreto, pois cada um apresenta transformações físico – químicas em níveis térmicos diferentes.

2.3.3. Radiação

A transferência de calor por radiação é o processo pelo qual o calor flui por meio de propagação de ondas eletromagnéticas, de um corpo sob alta temperatura para um corpo de baixa temperatura.

A Figura 2.5 mostra a transferência de calor por radiação dentro de um elemento de concreto. Nota – se que, dentro deste elemento ocorre três tipos de radiação, a incidente, a refletida e a absorvida.

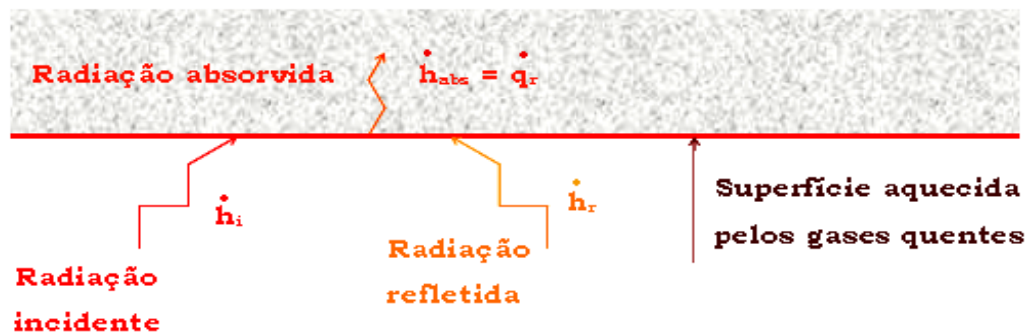


Figura 2.5 - Fluxo de calor por convecção em um elemento de superfície aquecida por gases (COSTA, 2008).

Observa – se que a radiação que incide sobre a superfície não é totalmente absorvida. Parte é refletida devido a características do material que

compõe a superfície de contato. A parcela de fluxo de calor absorvida é calculada através da Equação 2.3, determinada experimentalmente por Josef Stefan (1879) e, analiticamente por Ludwig Boltzmann (1884) *apud* Silva (1999).

$$\dot{q}_r = \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_s + 273)^4 \right] \quad (2.3)$$

As variáveis são:

$\dot{q}_r$ – Fluxo de calor por radiação na superfície por unidade de área [W/m²];

ε_r – Emissividade resultante do elemento aquecido;

σ - Constante de Stefan – Boltzmann - $\sigma = 5,669 \times 10^{-8}$ W/[m².°C⁴];

θ_g e θ_s – temperatura do gás quente e da superfície, respectivamente [°C].

A emissividade resultante é uma grandeza adimensional que mede a eficiência da superfície como um elemento irradiador de calor, que apresenta valores experimentais no intervalo compreendido entre: $0 < \varepsilon_r < 1,0$. O irradiador ideal deve apresentar emissividade igual a 1,0. De acordo com Costa (2008), o Eurocode 2 (EN 1992-1-2: 2004) sugere $\varepsilon_r = 0,7$ para o concreto e, o Eurocode 1 (EN 1991-1-2: 2002) sugere $\varepsilon_r = 0,8$ para materiais de emissividade desconhecida.

2.4. INCÊNDIO REAL

O incêndio real é caracterizado por uma curva Temperatura x Tempo (Figura 2.6), que possui dois ramos: o ascendente e o descendente. O primeiro, representa a elevação de temperatura com o flashover e temperatura máxima de aquecimento, que varia de incêndio para incêndio. O segundo, o estágio do resfriamento.

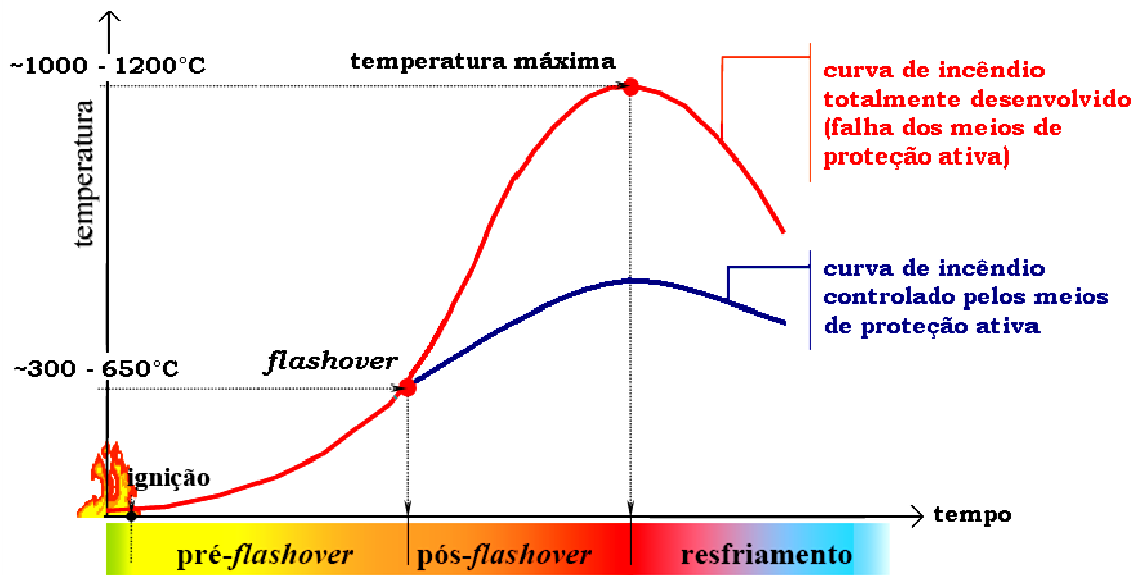


Figura 2.6 – Principais estágios de um incêndio real (adap. de COSTA, 2008).

As regiões de uma curva de incêndio real são:

- **Ignição** – estágio de aquecimento no início da inflamação, com crescimento gradual de temperatura, quase sem influência das características do compartimento e sem risco à vida humana ou ao patrimônio, por colapso estrutural, as variações de temperatura são ocasionadas pela inflamação sucessiva dos objetos existentes no local.

Considerando – se que diferentes materiais combustíveis necessitam receber diferentes níveis de energia térmica para que ocorra a ignição, é necessário que as perdas de calor sejam menores que a soma de calor proveniente da fonte externa e do calor gerado no processo de combustão.

Neste sentido, se a fonte de calor não for suficiente, ou a massa de material for grande, ou a temperatura de ignição não for alta, ocorrerá danos locais sem a evolução do incêndio.

- **Pré-flashover** – é o estágio de aquecimento caracterizado por uma aceleração no aumento da temperatura; o incêndio ainda é localizado e sua duração depende das características do compartimento (aberturas, material da compartimentação, etc.), até a possibilidade do flashover;
- **Flashover** – trata-se de um período muito curto, isto é, o momento a partir do qual, todo o compartimento é tomado pelas chamas e o sinistro deixa de ser controlável pelos meios de proteção ativa. O flashover é também conhecido como o instante de inflamação generalizada;

Com a evolução do incêndio e a oxigenação do ambiente, através de portas e janelas, o incêndio ganhará ímpeto e os materiais serão aquecidos por convecção e radiação, o que provoca a inflamação generalizada (*flashover*).

O tempo gasto para o incêndio atingir o ponto de inflamação generalizada é relativamente curto, sendo influenciado, principalmente, pelas características do ambiente e circunstâncias de início do incêndio.

- **Pós-flashover** – essa região apresenta mudança brusca de crescimento da temperatura; nessa fase, todo o material combustível presente no local entra em combustão. A temperatura dos gases quentes é superior a 300 °C e rapidamente atinge o pico da temperatura máxima do incêndio – correspondente à máxima temperatura dos gases do ambiente – em torno de 1200°C;
- **Resfriamento** – após o pico máximo de temperatura, ocorre a fase de resfriamento, ou seja, há redução gradativa da temperatura dos gases no ambiente e após a completa extinção do material combustível inicia-se a extinção do incêndio. Devido à inércia térmica, a temperatura no elemento estrutural continuará a aumentar por alguns minutos durante o período de resfriamento, havendo, portanto, um pequeno “atraso” no início do resfriamento da estrutura (PURKISS, 1996).

Segundo Burgess (2005), os meios de proteção ativa são efetivos no combate do incêndio enquanto localizado, isto é, antes da fase de flashover, ou seja, antes de seu desenvolvimento completo dentro do compartimento. Os meios de proteção ativa e passiva que podem reduzir os efeitos do incêndio são, de acordo com a Figura 2.7, (ONO, 2004):



Figura 2.7 – Meios de proteção que influenciam o comportamento do incêndio real (adap. de ONO, 2004).

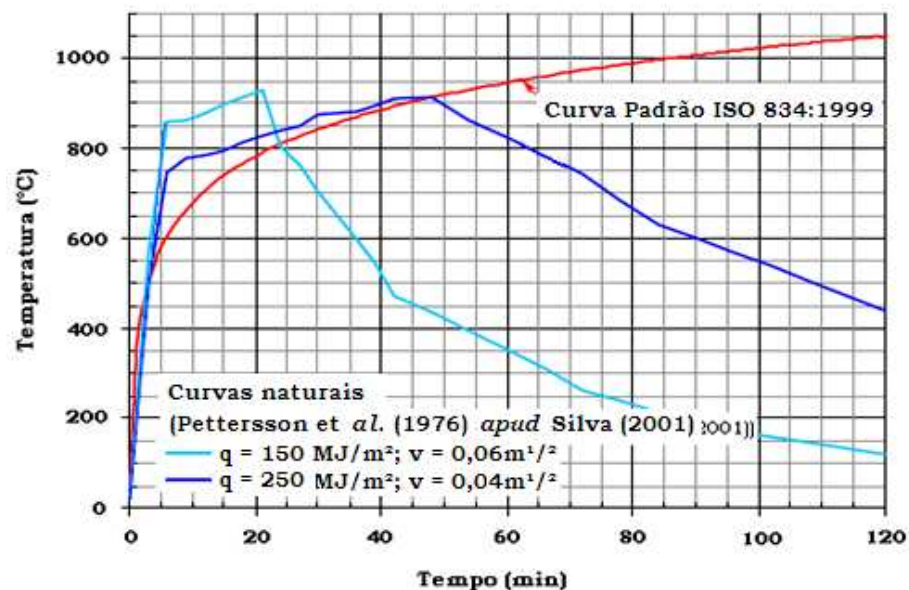
Em função de dados históricos, observa – se que a confiabilidade dos meios de proteção ativa, com a presença de sprinklers, seja de 99% no combate de incêndios, pois estes indicam que o flashover não ocorre na presença de destes sistemas, desde que sejam bem dimensionados, devidamente instalados e com manutenção eficiente (GEWAIN et *al.*, 2003).

Os meios de proteção passiva contra incêndio são incorporados à construção da edificação e não requerem nenhum tipo de acionamento para o seu funcionamento. São meios de proteção passiva: a acessibilidade ao lote (afastamentos) e ao edifício (janelas e outras aberturas), as rotas de fuga (corredores, passagens e escadas), o adequado dimensionamento dos elementos estruturais para a situação de incêndio, a compartimentação, a definição de materiais de acabamento e revestimento adequados.

Os meios de proteção passiva são efetivos após o flashover, quando o incêndio passa a ser controlado pela carga de incêndio, até a sua completa queima. Eles asseguram as ações de resgate e combate ao incêndio, por meio da resistência estrutural, das facilidades de acesso ao local do sinistro, ou do confinamento do incêndio, impedindo a sua propagação às edificações adjacentes (COSTA, 2008).

2.5. CURVAS NATURAIS

As curvas naturais (Figura 2.8) são utilizadas para qualificar as curvas de incêndio reais de uma edificação em situação de sinistro. Essas curvas são influenciadas por fatores que caracterizam o cenário do incêndio, isto é, parâmetros que influenciam o desenvolvimento do incêndio em relação a um dado compartimento. As análises feitas através das curvas naturais permitem descrever o incêndio desde a fase de aquecimento até a fase de resfriamento.



2.8 – Curva-padrão ISO 834 (1975) e curvas naturais parametrizadas pela carga de incêndio (q) e pelo fator de abertura (v), ambas para materiais celulósicos (adap. de SILVA, 2001).

2.6. INCÊNDIO PADRONIZADO

A carga de incêndio em um projeto estrutural pode ser determinada em cada compartimento separadamente, mas isto é possível somente se for feito uma avaliação sobre as características da edificação, a área total de piso, número e altura dos compartimentos e os materiais de revestimento que serão utilizados em cada compartimento.

A norma de incêndio – NBR 5627 (ABNT, 1980) – *Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo*. Nesta norma a carga de incêndio era considerada como uma quantificação do potencial destrutivo do fogo, valores estes apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Correspondência em potencial calorífico em madeira e duração da resistência ao fogo (adap. NBR 5627: 1980).

Potencial calorífico em madeira (kg/m ²)	Duração de resistência ao fogo (minutos)
30	F60
60	F120
90	F160
120	F240

Porém, esta norma foi cancelada em 2001 e substituída pelo Anexo B do texto da revisão da NBR 6118 (ABNT, 2001). Posteriormente, este anexo foi suprimido da versão final da NBR 6118 (ABNT, 2007).

A NBR 5628 (ABNT, 2001) – *Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo*, apresenta um método de ensaio destinado a determinar a resistência ao fogo de componentes construtivos estruturais como paredes, lajes, pilares e vigas.

Atualmente a NBR 14432 (ABNT, 2001) – *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações*, apresenta as condições que

devem ser atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação (são espaços construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora dos seus limites), que integram os edifícios para que em situações de incêndio seja evitado o colapso estrutural.

A ação correspondente a um incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão. Esse intervalo de tempo chamado de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é definido a partir das características da construção e do seu uso.

O calor transmitido à estrutura neste intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural uma distribuição de temperatura. Este processo resulta na redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais. O método térmico padrão que é recomendado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da NBR 14432 (ABNT, 2001) é o mesmo apresentado pela International Organization for Standardization, pela ISO 834: 1999.

A Instrução Técnica - IT 08 (2001) (em revisão) – *Segurança Estrutural das Edificações – Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção*, do Corpo de bombeiros do Estado de São Paulo, com pequenas alterações, incorpora a NBR 14432 (ABNT, 2001) tornando-a obrigatória em São Paulo.

A NBR 9077 – *Normas para Saídas de Emergência em Edifícios Altos* e o Decreto nº 10.878/74 – *Normas Especiais para Segurança de Edifícios* da cidade de São Paulo, propõem que os elementos componentes da estrutura de sustentação do edifício e da escada de segurança deverão ter resistência ao fogo de no mínimo 4 horas.

Uma estrutura em situação de incêndio deve manter as seguintes funções:

- **Função corta-fogo:** a estrutura não pode permitir que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial;
- **Função de suporte:** a estrutura deve manter sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma das suas partes, evitando o colapso do elemento de concreto.

Construções de grande porte, principalmente as mais altas, com maior potencial calorífico, devem atender à exigências mais severas. Projetos que favoreçam a prevenção ou proteção contra incêndio podem ter as exigências amenizadas em relação a resistência de sua estrutura ao fogo, conforme previsto na NBR 14432 (ABNT, 2001).

2.6.1. NBR 15200:2004 – Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio - Procedimento

Essa norma estabelece critérios para projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e, também, como atender as exigências de resistência ao fogo. Essa norma se aplica as estruturas projetadas em conformidade com a ABNT NBR 6118: 2007, para elementos de concreto armado e ABNT NBR 9062: 2006, para elementos de concreto pré-moldado.

A NBR 15200: 2004, mostra que propriedades dos materiais em situação de incêndio variam em função da temperatura ($^{\circ}\text{C}$), a que são submetidos. Estes valores são a relação entre a resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas ($f_{c,\theta}$) e a resistência característica à compressão do concreto em situação normal (f_{ck}). Para o módulo de elasticidade a mesma relação é considerada, ou seja, $E_{c,\theta}$ em relação a E_c .

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura e pode ser obtida da Equação 2.4.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (2.4)$$

As variáveis são,

$f_{c,\theta}$ = resistência do concreto submetido a diferentes temperaturas;

$k_{c,\theta}$ = é o fator de redução de resistência do concreto na temperatura θ ;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto em situação normal.

Os valores apresentados na Tabela 2.3 são para concretos preparados com agregados silicosos e calcáreos.

Tabela 2.3 – Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos e calcáreos (adap. de NBR 15200:2004)

Temperatura do concreto, θ (°C)	Agregado silicoso		Agregado calcáreo	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
1	2	3	4	5
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,30
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

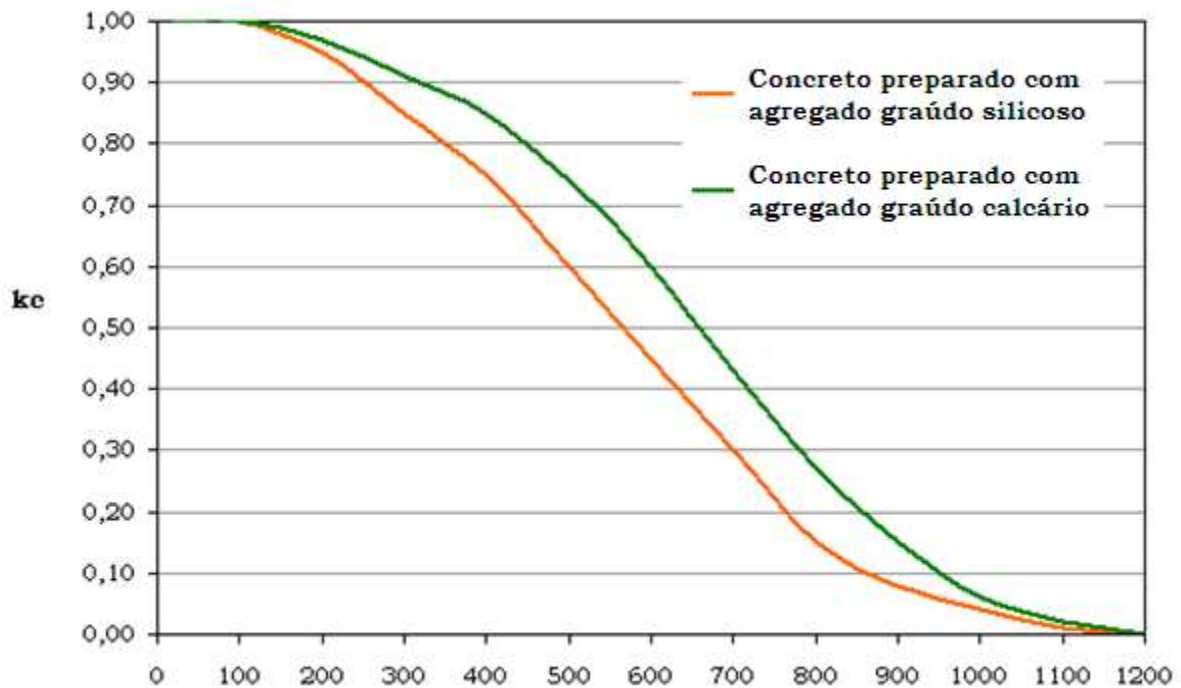


Figura 2.9 – Fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura (adap. de NBR 15200:2004).

O módulo de elasticidade *do concreto* decresce com o aumento da temperatura, conforme Figura 2.10, pode ser obtido pela Equação 2.5.

$$E_{ci,\theta} = E_{cE,\theta} \cdot E_{ci} \quad (2.5)$$

As variáveis são:

$E_{ci,\theta}$ - módulo de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas;

$k_{c,\theta}$ - é o fator de redução de resistência do concreto na temperatura θ ;

E_{ci} - módulo de elasticidade do concreto em situação normal.

Essa mesma expressão vale para o módulo secante E_{cs} .

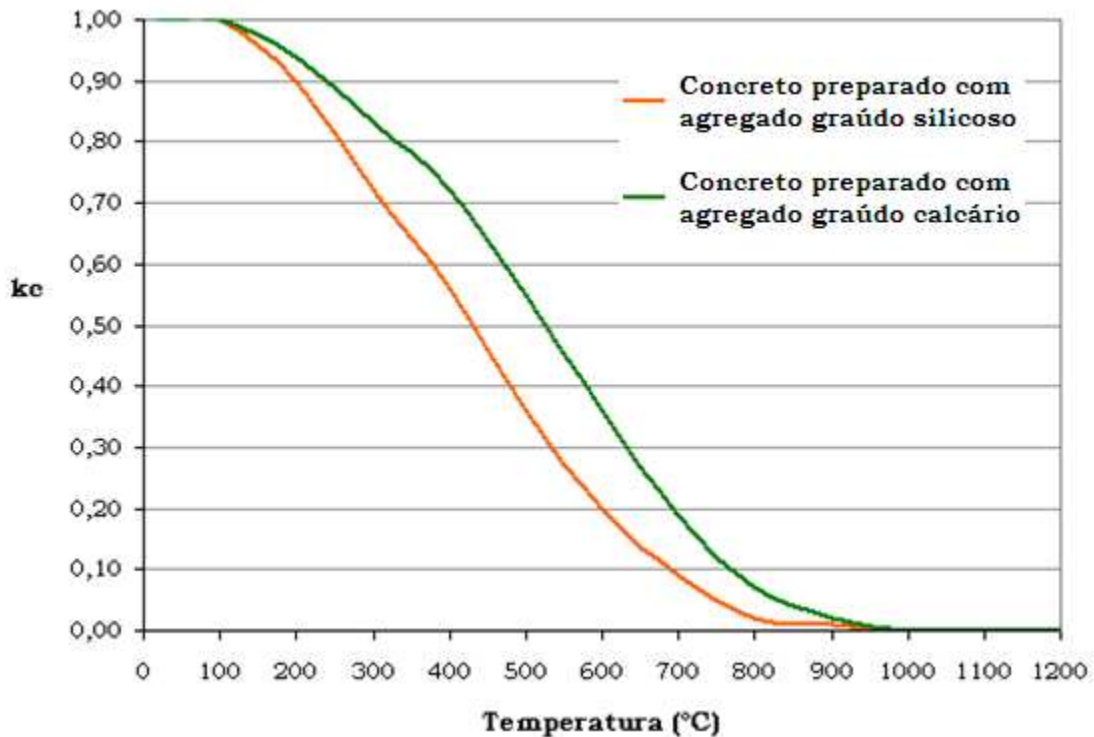


Figura 2.10 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura (adap. de NBR 15200: 2004).

2.6.2. ISO 834:1975 – Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction. Part 1: General Requirements

O objetivo da International Organization for Standardization: ISO 834 - *Fire-resistance tests – Elements of Building Construction* (1999) é determinar a resistência ao fogo de elementos estruturais quando submetidos a temperaturas que simulam um incêndio, avaliando e quantificando o comportamento destes elementos diante das mesmas condições de aquecimento e solicitação durante um incêndio.

A Norma Técnica apresenta um modelo onde admite-se que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeite estas curvas padronizadas, admitindo que a temperatura dos gases seja sempre crescente

com o tempo, independentemente das características do ambiente e da carga de incêndio.

A Norma Técnica analisa a resistência do componente da edificação ao fogo de três maneiras diferentes: em função da resistência mecânica, em função da estanqueidade e em função do isolamento térmico do componente da edificação.

- **Resistência mecânica:** a duração da resistência ao fogo é conhecida através da exposição do mesmo ao programa térmico padrão, enquanto este está sob a ação de suas condições de uso;
- **Estanqueidade:** o componente da edificação é submetido ao programa térmico padrão e, a permeabilidade às chamas e gases quentes das frestas e fissuras é verificada por meio de chumaço de algodão colocado a uma distância máxima de 30 mm, durante 10 minutos para que seja verificada sua inflamação;
- **Isolamento térmico:** submete – se uma face do elemento ao programa térmico padrão e as elevações de temperatura são monitoradas na face não exposta.

O menor dos tempos obtidos das verificações acima descritas é adotado como a resistência ao fogo da edificação ou do elemento estrutural.

A Norma Técnica propõe que o comportamento dos elementos estruturais sob condições de incêndio seja avaliado através de ensaios padronizados de maneira confiável. É importante lembrar que a curva-padrão Temperatura x Tempo, não representa fielmente a situação real de incêndio.

A Equação 2.6 da ISO 834:1975, estima a temperatura em função do tempo para incêndio de materiais celulósicos.

$$\theta - \theta_0 = 345 \cdot \log (8 \cdot t + 1) \quad (2.6)$$

As variáveis são:

θ - Temperatura dos gases quentes no instante t [°C];

θ_0 - Temperatura inicial no instante $t = 0$ [°C];

t - Tempo [minutos]

2.6.3. ASTM E – 119: 2000 – Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials

A American Society for Testing and Materials: ASTM E-119:2000 – *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Material*, especifica os ensaios e procedimentos para determinar as propriedades de resistência ao fogo de elementos estruturais.

Os ensaios descritos são para compartimentos de edificações e ensaios para vigas, paredes, pilares, lajes, pisos e coberturas. Sendo assim, convencionou-se adotar uma curva padronizada Temperatura x Tempo para materiais celulósicos (modelo do incêndio padrão).

As mais citadas são as curvas padronizadas da ISO 834: 1975 e da ASTM E119: 2000.

As curvas Temperatura x Tempo, destas Normas Técnicas podem ser plotadas pelos valores apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Curvas Temperatura x Tempo padronizadas.

Tempo (minutos)	ISO 834: 1975 (°C)	ASTM E-119:2000 (°C)
0	20	20
5	556	538
10	658	704
15	719	760
20	761	795
25	795	821
30	822	843
35	845	862
40	865	878
45	882	892
50	898	905
55	912	916
60	925	927
65	937	937
70	948	946
75	959	955
80	968	963
85	977	971
90	986	978
120	1029	1010

A representação gráfica dos dados apresentados na tabela anterior é apresentada na Figura 2.11.

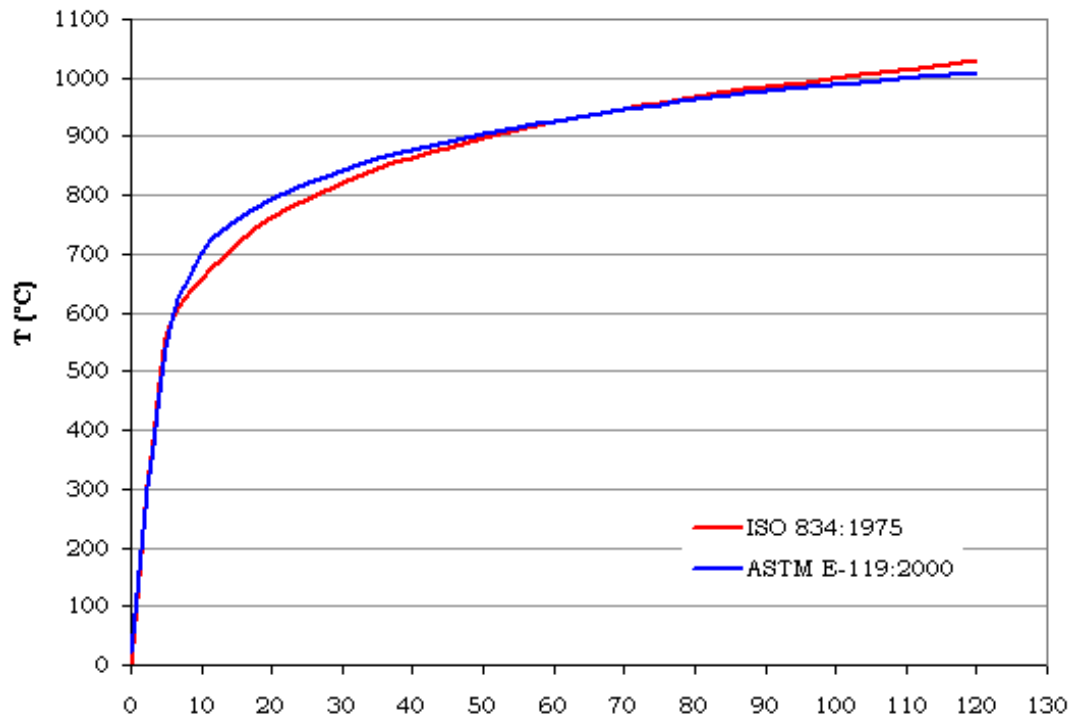


Figura 2.11 – Curvas padronizadas para materiais celulósicos.

2.6.4. ACI 216R – 89: 1996 – Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements

A Norma Técnica do American Concrete Institute: ACI 216R-89 – *Guide for Determining the Fire Endurance Concrete Elements*, apresenta técnicas de cálculo para engenheiros e arquitetos projetarem estruturas que possam resistir melhor à ação de um incêndio. Esta norma auxilia na determinação da resistência ao fogo de lajes e vigas simplesmente apoiadas, lajes e vigas contínuas, estruturas de piso e telhado, paredes e pilares de concreto.

Todos os dados de resistência ao fogo são obtidos de acordo com o critério de aceitação da ASTM E-119, que determina o aumento da temperatura da superfície não exposta em 140°C ou uma temperatura máxima de 180°C em qualquer outro ponto.

Segundo esta norma o comportamento dos elementos estruturais diante de uma situação de incêndio é avaliado pelo tempo que estes elementos são capazes de resistir, satisfatoriamente, impedindo ou dificultando o alastramento do fogo. Toda esta análise deve seguir os ensaios padronizados pela ASTM E-119.

O ACI-216R diz que os ensaios experimentais em elementos estruturais sob temperaturas elevadas não são necessários. A resistência ao fogo de elementos estruturais pode ser avaliada através de procedimentos de cálculos baseados no estudo de fluxo de calor, análises estruturais e sobre o conhecimento do comportamento do concreto e do aço em temperaturas elevadas, ao invés dos ensaios experimentais.

A precaução necessária para uma maior segurança da edificação em relação a um eventual incêndio consiste na seleção dos elementos construtivos. Estas exigências são baseadas na quantidade de material combustível existente na edificação. Quanto maior estas quantidades, maiores serão as exigências quanto a segurança.

2.6.5. Curvas – Padrão Normalizadas por Outros Países

O CEB – FIB (1993) define o conceito de durabilidade das estruturas de concreto como *“a capacidade de uma estrutura apresentar o desempenho requerido durante o período de serviço pretendido, sob a influência dos fatores de degradação incidentes”*, ou seja, durante toda a sua vida útil, a estrutura deve apresentar segurança tanto em situação normal, como em situação excepcional, de exposição ao fogo.

Com base nesta afirmação, a utilização de muitos métodos de cálculo foram aplicados. Os mais conhecidos até os dias atuais são os Métodos de Ingberg (1928), Método de Law (1971), Método de Pettersson (1975), o Método da DIN (DIN 18230 (1978)) e o Método baseado nos conceitos normalizados

obtidos por ensaios experimentais de elementos estruturais submetidos ao fogo em escala real que foram revistos e avaliados por Harmathy (1987).

Em suas avaliações Harmathy (1987), mostrou que o valor da carga de incêndio (soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis) tanto para um incêndio real como para os testes padronizados, apresentava valores iguais.

Se o projeto estrutural apresentar um fator razoável de segurança, abrangendo os efeitos da ação térmica no concreto armado, o elemento estrutural assegurará uma estabilidade aceitável durante a vida útil da edificação. Porém, se lascamentos e fissurações excessivos ocorrerem, a armadura de aço pode fragilizar-se rapidamente devido à exposição ao calor e levar o elemento estrutural à ruína. Dessa forma, os danos progressivos do concreto podem colocar em risco a ação de salvamento e combate ao fogo na edificação.

As propriedades de isolamento dos materiais utilizados, bem como o tempo que um compartimento deve resistir à atuação de um incêndio deve ser analisado de acordo com um único padrão. Este padrão representa um conjunto de ensaios específicos para elementos estruturais agrupados em normas que descrevem “Padrões para testes de incêndio”.

Cada tempo de exposição do elemento estrutural deverá ser expresso de acordo com o grau de segurança exigido pela edificação: ½ hora, 2 horas, 6 horas.

Dependendo do grau de segurança necessário para a edificação, um aumento proporcional ao período de classificação do tempo de exposição ao fogo deverá ser requerido.

Tabela 2.5 – Curvas – Padrão internacionais – para incêndio de materiais celulósicos.

Tempo (min)	Temperatura (°C)				
	ASTM E-119 (2000)	BS 476 (1997)	ISO 834 (1975)	AS 1530 (1994)	JIS A 1304 (1994)
0	20	20	20	20	20
5	538	583	576	556	540
10	704	683	678	659	705
15	760		739	718	760
30	843	846	842	821	840
60	927	950	945	925	925
90	978		1006	986	980
120	1010	1054	1049	1029	1010
180	1059		1110	1090	1050
240	1093	1157	1153	1193	1095

O incêndio padronizado é um modelo idealizado para avaliação experimental, onde admite – se que a temperatura dos gases quente em determinado compartimento obedeça às curvas-padrão. Estas curvas consideram a temperatura do ambiente compartimentado.

As mais conhecidas e usuais, internacionalmente estão apresentadas na Tabela 2.5 e, a representação gráfica das mesmas é ilustrada na Figura 2.12.

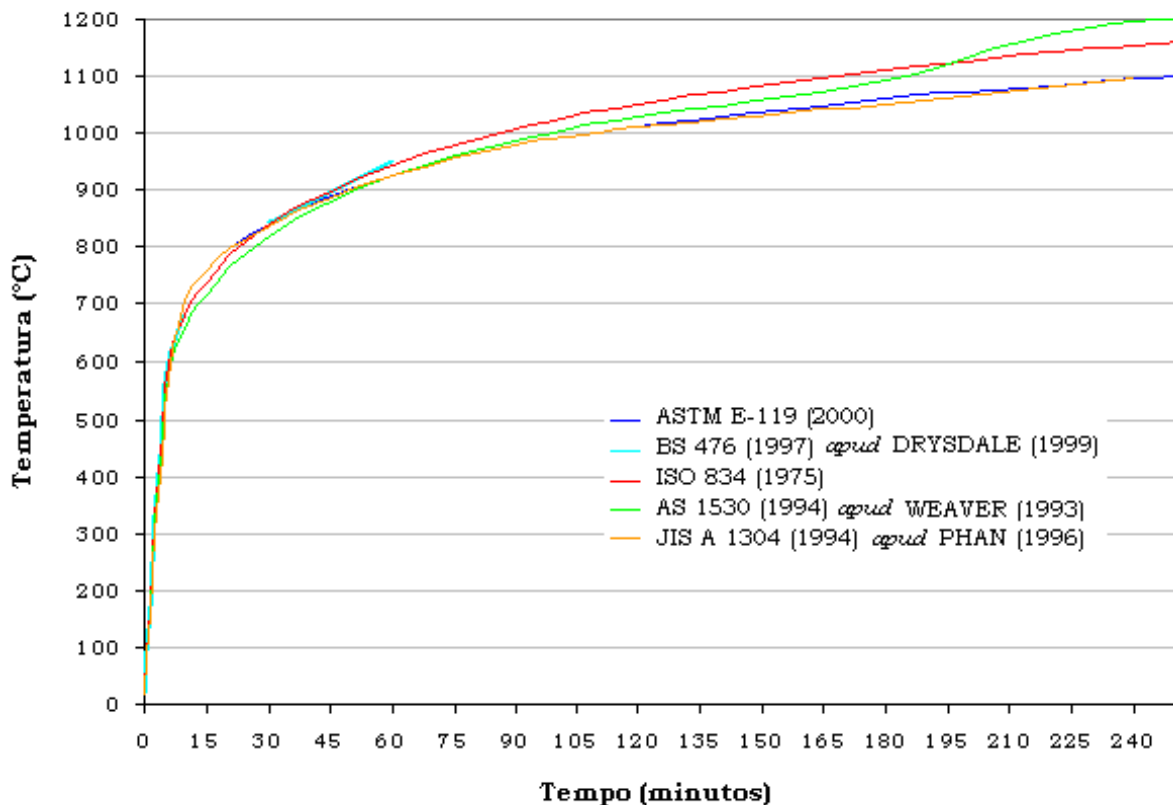


Figura 2.12 - Curvas – Padrão internacionais para incêndio de materiais celulósicos.

Deve – se lembrar que, as Curvas – Padrão possui apenas o ramo ascendente, isto é, o ramo de aquecimento, em que a temperatura aumenta com o tempo de exposição. Não existe o ramo descendente, o de resfriamento. No entanto, do *Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF*, é estabelecido em função da da ISO 834: 1999.

A curva de aquecimento apresentada por esta Norma Técnica é a mais utilizada para os ensaios experimentais, como parâmetro de comparação de resultados.

2.6.5.1. Curva “H” do EN 1991-1-2: 2002 – Eurocode 1: Actions on Structures – part 1-2: General actions – actions on structures exposed to fire

Devido a incêndios provocados pela combustão de materiais derivados do petróleo, ocorria o colapso dos elementos estruturais de aço, por esse motivo, nos anos 70 as indústrias de petróleo começaram a investigar os incêndios originados por materiais inflamáveis que por elas eram produzidos (WARD et al., 1996) e (MILKE et al., 2002).

Na época alguns pesquisadores estavam realizando experimentos de vários tipos em função de incêndios provocados pela queima de materiais hidrocarbonetos. Com base nessas experiências foi desenvolvida uma curva Temperatura x Tempo para representar a inflamação generalizada do incêndio de hidrocarboneto (BLAKE, 2001).

Ward et al. (1996), comparou o fluxo de calor para os dois tipos de material, chegando a valores de 100 kW/m² para materiais celulósicos e 200 kW/m² para materiais hidrocarbonetos.

Para diferenciar e uniformizar os procedimentos de ensaios, da Curva – Padrão para materiais celulósicos, a Europa designou a curva que ficou conhecida como “H”, para incêndio de hidrocarbonetos.

O EN 1992-1-2: 2001 – “European Committee for Standardization” sugere a curva temperatura – tempo padrão, a curva “H”, através da Equação 2.7 e, sua representação gráfica, comparada com a Curvas – Padrão internacionais para materiais celulósicos, através da Figura 2.13.

$$\theta_g = 1080 \cdot (1 - 0,33 \cdot e^{-0,17 \cdot t} - 0,68 \cdot e^{-2,50 \cdot t}) + 20 \quad (2.7)$$

As variáveis são:

θ_g = temperatura da atmosfera do compartimento em chamas [°C];

t = tempo [minutos].

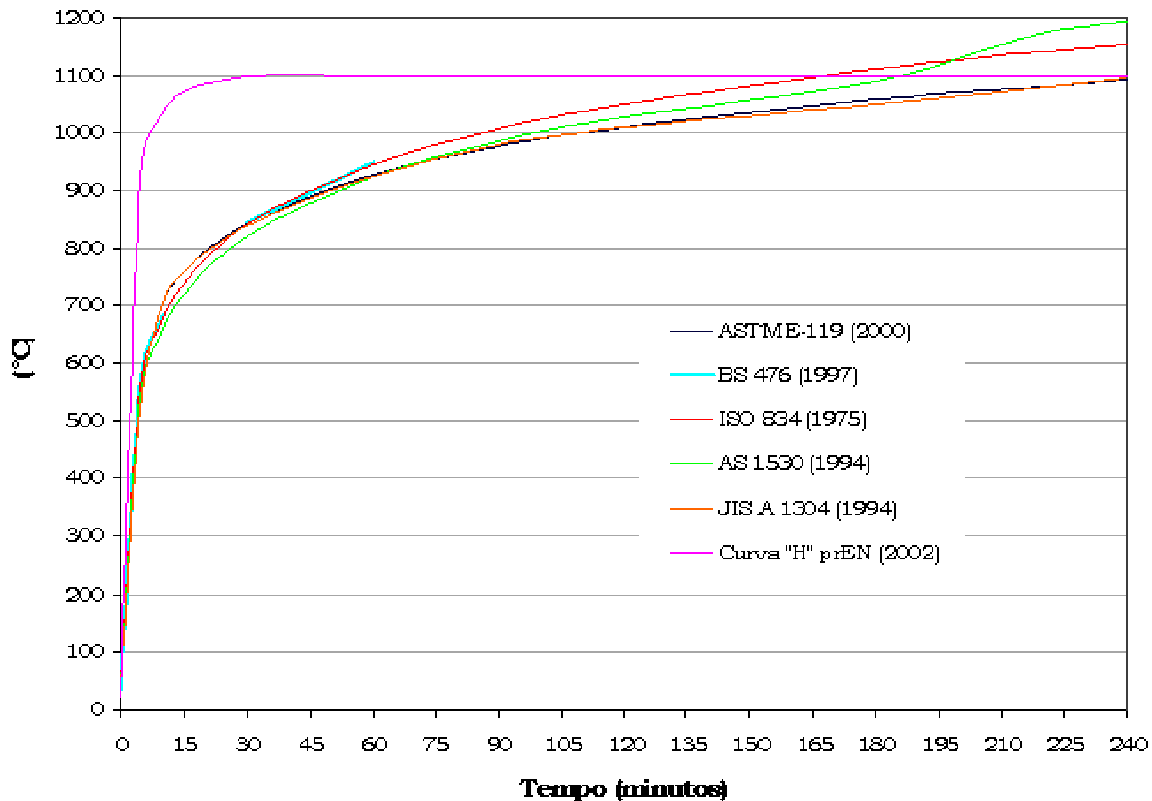


Figura 2.13 - Curvas – Padrão internacionais para incêndio de materiais celulósicos comparadas com a Curva “H” para incêndio de materiais hidrôcarbonetos.

As duas principais características que diferem o incêndio de materiais celulósicos do incêndio de materiais hidrôcarbonetos é a taxa de aquecimento e o fluxo de calor. Para os materiais hidrôcarbonetos, a temperatura inicial, após 5 minutos de incêndio, por chegar a 1100°C. No mesmo período a temperatura para incêndio de materiais celulósico chega a 538°C e, mesmo após um período de exposição de 45 minutos, a temperatura não atinge a inicial de materiais hidrôcarbonetos, ficando em torno de 880°C.

2.6.5.2. Curva RABT:1994 - *Richtlinie für die Ausstattung den Betrieb von Straßentunneln*

A Curva RABT simula o incêndio de um caminhão – tanque contendo derivados de petróleo. Observando as curvas apresentadas na Figura 2.15, verifica – se que a taxa de elevação da temperatura nos primeiros 5 minutos de exposição é muito maior que a apresentada pela curva “H”, pois nesse tempo inicial a temperatura chega próximo a 1200°C, enquanto a curva “H” chega a uma temperatura em torno de 1150°C após 60 minutos de exposição (KÜTZING, 1999).

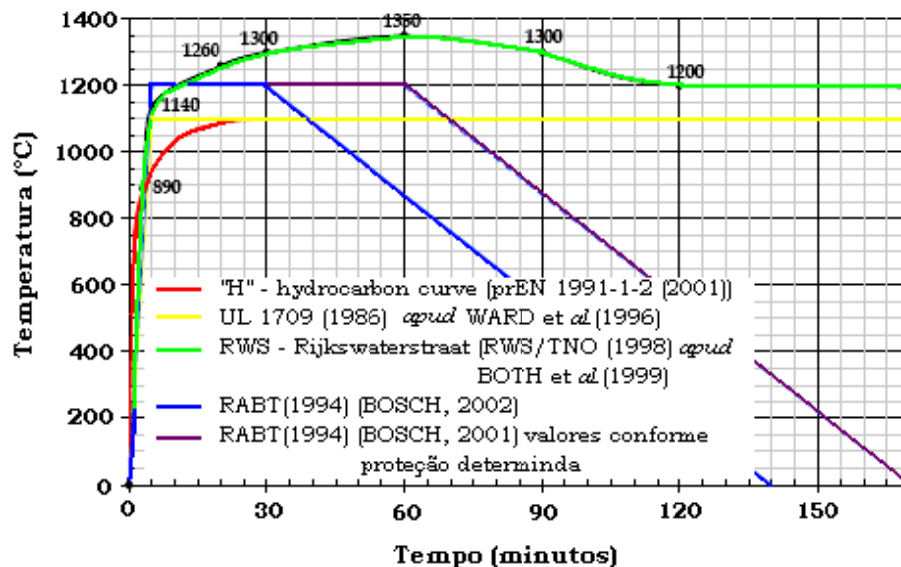


Figura 2.14 – Curvas temperatura – tempo para incêndio de materiais hidrocarbonetos mais usadas. (adap. de COSTA, 2002).

Após 30 minutos de exposição a temperatura começa a diminuir, o que caracteriza um incêndio de curta duração, típico de um caminhão em chamas, sendo o incêndio caracterizado em função da quantidade de material combustível. Porém, o resfriamento até temperatura ambiente demora cerca de 110 minutos.

3. RESISTÊNCIA AO FOGO

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A grande aceitação do concreto como material estrutural deve – se a muitos fatores como a disponibilidade e baixo custo dos materiais constituintes, facilidade de execução, adaptação a quase todo tipo de forma, durabilidade elevada e resistência aos esforços mecânicos.

Entretanto, quando submetido a situação de incêndio o concreto apresenta lascamento superficial, perda de resistência e as fissuras decorrentes do aquecimento que podem facilitar o escoamento do aço da armadura.

Os estudos realizados a fim de avaliar o comportamento do concreto em situação de incêndio, deve integrar o estudo sobre os materiais que o constitui, pois cada um reage de modo próprio em relação à situação exposta, que estão avaliados em tópico mais adiante.

Em relação as estruturas de concreto, deve – se avaliar a capacidade que o elemento estrutural apresenta por determinado período sob ação do incêndio, exercendo as funções para os quais foi projetado, portanto, essa capacidade é conhecida como resistência ao fogo (ACI 216R – 89: 2001).

A resistência ao fogo de um elemento ou material é avaliada seguindo o método normatizado pela ISO 834:1999. A ação do fogo produz – se segundo o programa teórico de elevação de temperatura pelo tempo, conforme Curva –

Padrão apresentada no capítulo anterior. Adota – se um intervalo de tempo de exposição ao incêndio padrão e, este é o chamado *Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF* (NBR 14432:2001).

3.2. TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO – TRRF

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo - TRRF dos elementos estruturais é encontrado em normas ou códigos, e trata-se de um valor que é determinado em função do risco de incêndio e de suas conseqüências provenientes de um colapso estrutural. Portanto, não deve-se confundir o TRRF com o tempo de duração do incêndio ou tempo – resposta da ação contra o incêndio (COSTA, 2008).

O meio técnico adota o incêndio Padrão e mede a resistência ao fogo, em função de um tempo, que adotam como sendo o TRRF. Essa prática foi adotada para as estruturas de concreto, em que os elementos devem respeitar um TRRF padronizado. Os valores padronizados são de 30, 60, 90 e 120 minutos de TRRF, em função do risco de incêndio e suas conseqüências.

Os códigos internacionais (BS 8110-2: 1985; ACI-216R: 1989; EN 1992-1-2:2004) apresentam métodos tabulares e simplificados para determinar o TRRF.

No Brasil, adota – se a NBR 14432:2000, que apresenta as exigências de resistência ao fogo dos elementos construtivos e, a NRB 15200: 2004, para projeto de estruturas em situação de incêndio, que apresenta um método tabular baseados no conceito do TRRF para o incêndio da Curva Padrão da ISO 834:1975.

3.2.1. NBR 15200 : 2004 – Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio: Procedimento

Para efeitos desta norma, são aceitos quatro métodos, que são baseados nas equações de dimensionamento da NBR 6118: 2007. Com base nesta mesma Norma, aplicam – se as seguintes definições:

- **Isolamento Térmico:** capacidade do elemento de compartimentação de impedir a ocorrência, na face não exposta ao incêndio, de aumento de temperatura acima de 140°C;
- **Estanqueidade:** capacidade do elemento de compartimentação de impedir a ocorrência em incêndio de aberturas, através das quais possam passar chamas e gases quentes, capazes de ignizar um chumaço de algodão;
- **Situação Normal:** refere – se à temperatura ambiente (~20°C);
- **Situação de Incêndio:** refere – se à temperatura atingida pela estrutura sob a ação do fogo.

O projeto de estruturas em situação de incêndio apresenta uma relação entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação normal, isto é, temperatura ambiente com o comportamento em situação de incêndio.

Esta Norma foi desenvolvida e há proposta de sua revisão, para que os objetivos gerais sejam atingidos, ou seja, limitar o risco a vida humana, limitar o risco da vizinhança e limitar o risco da propriedade exposta ao fogo.

Para verificação da estrutura em situação de incêndio os quatro métodos mencionados inicialmente são apresentados a seguir.

3.2.1.1. Método Tabular

Este método é o mais prático e não há necessidade de verificação alguma, basta atender às dimensões mínimas apresentadas em tabelas que determinam - se os valores mínimos para elementos estruturais, em relação ao TRRF.

Essas tabelas são apresentadas na NBR 14432: 2007, porém, as dimensões devem respeitar, também, a NBR 6118:2003 e a NBR 9062: 2006, para concretos pré-moldados. As dimensões determinadas são espessuras de laje, largura de vigas e seções transversais de pilares em relação entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposto ao fogo (c_1), esses valores garantem a função corta – fogo.

3.2.1.2. Método Simplificado de Cálculo

Este método é baseado em três hipóteses:

- Solicitações de cálculo em situação de incêndio podem ser calculadas admitindo – as iguais a 70% das solicitações de cálculo em situação normal, ou seja, qualquer que seja a combinação de ações considerada, deve – se considerar: $S_{d,fi} = 0,70S_d$.
- O esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição da temperatura obtida para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF;
- Os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos na NBR 6118: 2003, para situação normal, adotando para o concreto a resistência média em situação de incêndio. Porém, este método não garante a função corta – fogo e, caso seja necessária

esta função em algum elemento, suas dimensões devem respeitar o mínimo estabelecido pelo método tabular.

3.2.1.3. Métodos Avançados de Cálculo

Os métodos gerais de cálculo devem considerar os seguintes aspectos:

- A combinação das ações em situação de incêndio deve ser composta com base na NBR 8681- *Ações e segurança nas estruturas* (ABNT,2003);
- Os esforços solicitantes de cálculo, acrescidos dos efeitos do aquecimento, ou seja, das deformações térmicas, desde que calculados por modelos capazes de considerar as redistribuições de esforços que ocorrerem;
- Os esforços resistentes devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF;
- Ambas as distribuições, de temperatura e de resistência, devem ser calculadas considerando as não linearidades envolvidas.

A capacidade resistente, a determinação da distribuição e temperatura na estrutura, considerando o isolamento térmico e o atendimento aos requisitos de estanqueidade (Figura 3.1), podem ser obtidos por programas ou por ensaios experimentais, desde que baseados nas Normas Técnicas específicas para cada caso.



Figura 3.1 – Critérios de verificação da resistência ao fogo da ISO 834:1975, adotados pela NBR 15200: 2004 (adap. de COSTA, 2008).

3.2.1.4. Método Experimental

Este método é utilizado em casos especiais, como peças pré – moldadas. Pode – se considerar resistência ao fogo superior à calculada com base neste projeto de norma, desde que justificada por ensaios, conforme a NBR 5628 – *Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo – Método de ensaio* (ABNT, 1980).

3.2.2. NBR 14432: 2000 – Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos das Edificações

O método tabular é uma adaptação de normas internacionais, para determinar o TRRF dos elementos estruturais. A Tabela 3.1, por exemplo, estabelece o TRRF em função da ocupação da edificação.

Tabela 3.1 – Tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF (minutos) das edificações (adap. de NBR 14432:2000).

Grupo	Ocupação	Divisão	Profundidade do subsolo – h_s (m)			Altura da edificação – h (m)			
			> 10	≤ 10	$h \leq 6$	$6 < h < 12$	$12 < h < 23$	$23 < h < 30$	$h > 30$
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120
B	Hotelaria	B-1 a B-2	90	60	30	60	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60	60	60	90	120
		C-2 e C-3	90	60	60	60	60	90	120
D	Serviços técnico	D-1 a D-3	90	60	30	60	60	90	120
E	Educação e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120
F	Locais para reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6, F-8 e F-9	90	60	60	60	60	90	120
		F-3, F-4 e F-7	90	60	isentos			30	60
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos na lateral e G-3 a G-5	90	60	30	60	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos na lateral	90	60	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 e H-4	90	60	30	60	60	90	120
		H-2, H-3 e H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60	30	30	30	60	120
		I-2	120	90	30	30	60	90	120
		I-3	120	90	60	60	90	120	120
J	Depósitos	J-1	60	30	30	30	30	30	60
		J-2	90	60	30	30	30	30	60
		J-3	90	60	30	60	60	120	120
		J-4	120	90	60	60	90	120	120

3.2.3. Método do Tempo Equivalente

O método do tempo equivalente é utilizado para calcular a temperatura do elemento, exposto a Curva – Padrão, para um tempo fictício, que é denominado tempo equivalente, conforme ilustra a Figura 3.2. Neste método, a temperatura máxima do elemento é a temperatura de exposição.

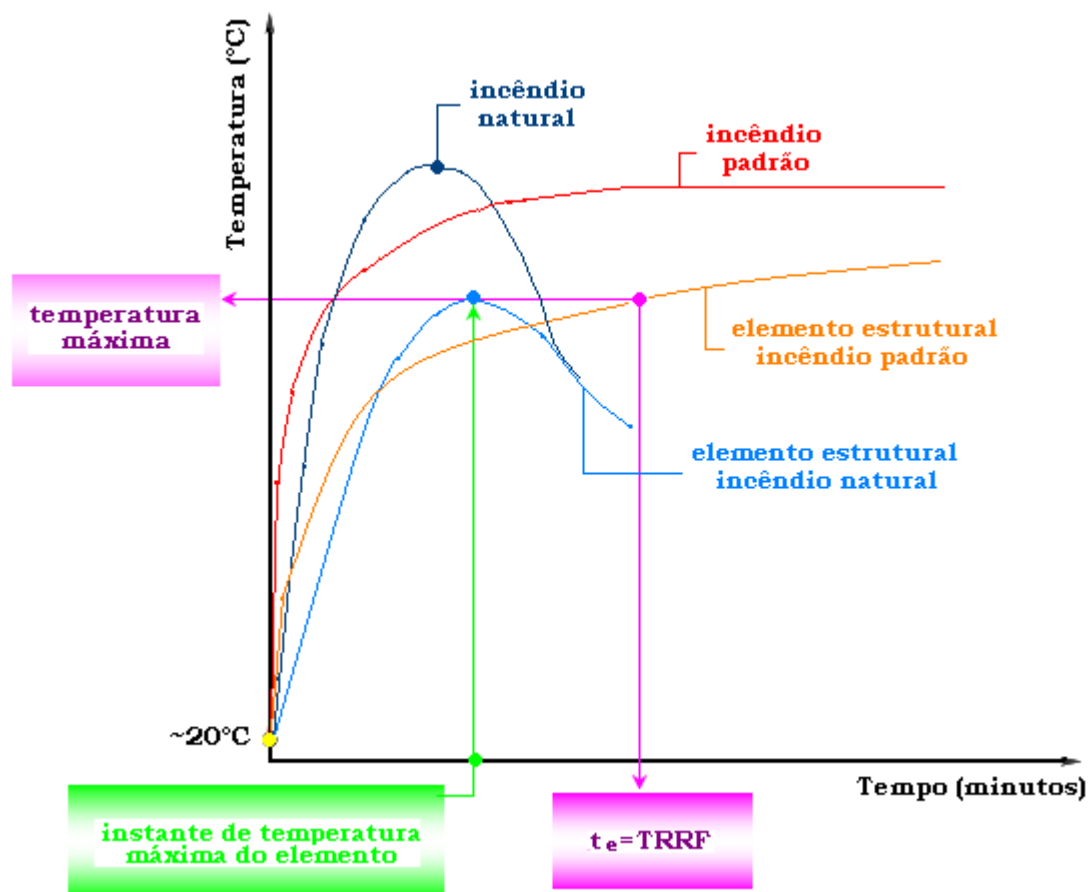


Figura 3.2 - Método para determinar o tempo equivalente, t_e (adap. COSTA 2008).

Segundo Costa (2008), o incêndio padronizado é correlacionado a incêndios reais, proposta esta que Ingberg (1928) *apud* Harmathy (1987) mostrou na década de 20 e, que teve contribuições, na década de 70, de Law & Pettersson. Os fundamentos desta proposta fazem parte da versão atual do

Eurocode 1, através do EN 1991-1-2:2002 – *Actions on structures – part 1.2: general actions – actions on structures exposed to fire*.

3.2.4. Equivalência de Ingberg

Segundo Malhotra (1982), Ingberg em 1928, foi o primeiro pesquisador que relacionou a severidade de um incêndio padronizado com um incêndio real. Nestes ensaios ele relaciona o tempo equivalente, t_e , com a carga de incêndio, q , (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 – Relação entre carga de incêndio e tempo equivalente (adap. de GEWAIN et al., 2003).

q (kg de madeira/m²)	t_e (minutos)
24,4	30
36,6	45
48,8	60
73,2	90
97,6	120
146,5	180
195,3	270
244,1	360
292,9	450

Segundo Purkiss (1996), a severidade do incêndio pode ser medida pela equivalência de Ingberg. Porém, o produto da temperatura pelo tempo não fornece o calor liberado durante o incêndio. A Figura 3.3 mostra a área de sob a curva padronizada ASTM E-119: 2000 e uma curva natural modelada em laboratório.

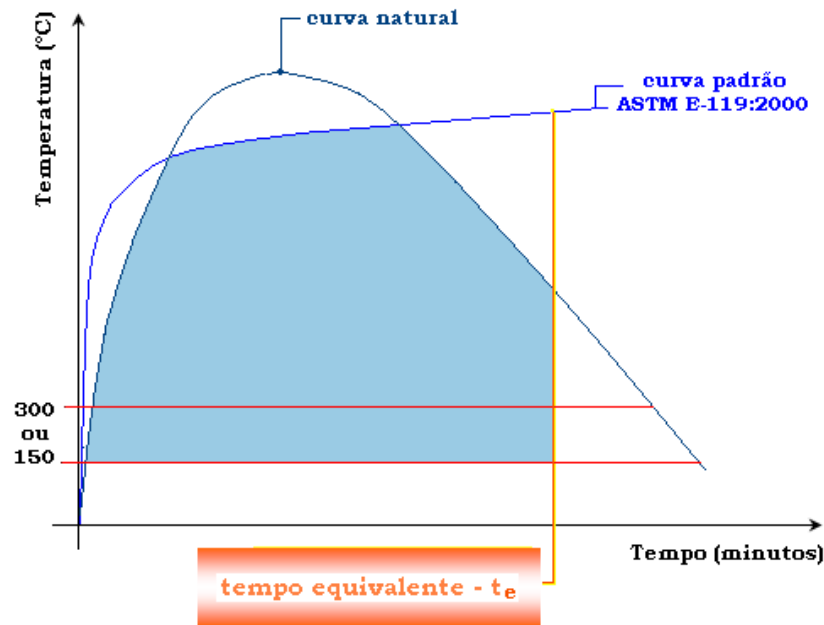


Figura 3.3 – Tempo equivalente definido pela Equivalência de Ingberg em 1928 (adap. de HARMATHY, 1987).

3.2.5. Equivalência do Eurocode EN 1-1-2: 2002 – Actions on structures – part 1.2: general actions – actions on structures to fire

O Eurocode 1-1-2 adaptou a norma DIN 18230:1998-05, que considera a influência das características térmicas dos elementos de vedação, da ventilação, das dimensões do compartimento e em função de coeficientes de ponderação que são associados ao risco de incêndio, suas conseqüências e medidas de proteção (COSTA, 2008).

A adaptação do Eurocode é apresentada na forma da Equação 3.1:

$$t_e = q_{fi,d} \cdot \kappa \cdot W \cdot M \quad (3.1)$$

As variáveis são:

$q_{fi,d}$ = valor de cálculo da carga de incêndio por área de piso [MJ/m²];
 κ = fator relacionado as características térmicas dos elementos de vedação;
 W = fator relacionado à ventilação do ambiente;
 M = fator de correção que depende do material estrutural.

Através desta equação surgiu o valor de cálculo da carga de incêndio, que é determinado a partir do valor característico da carga de incêndio, multiplicado por coeficientes de ponderação (Equação 3.2):

$$q_{fi,d} = q_{fi,k} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_n \quad (3.2)$$

As variáveis são:

$q_{fi,d}$ = valor de cálculo da carga de incêndio por área de piso [MJ/m²];
 $q_{fi,k}$ = valor característico da carga de incêndio por área de piso [MJ/m²];
 γ_s = coeficiente relacionado ao risco e conseqüências do incêndio;
 γ_n = coeficiente relacionado aos dispositivos de proteção.

Esses coeficientes podem ser incluídos em qualquer etapa da determinação do tempo equivalente (t_e), porém o Eurocode o incorporou à carga de incêndio, como pode – se comprovar pelas equações anteriormente descritas, para que possa ser usado em métodos que consideram o tipo de material combustível.

3.3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A resistência dos elementos estruturais em situação de incêndio pode ser determinada com o auxílio de fórmulas simplificadas, sendo a classificação destes elementos resultado da interpretação dos valores obtidos nos métodos experimentais. É possível também interpretar os resultados para as situações diferentes das representadas nos ensaios padrão.

Os materiais considerados são o concreto, o aço e a madeira, que podem estar combinados com outros materiais que funcionam como isolantes. Pode – se considerar nestas equações os efeitos das temperaturas elevadas e das condições de carregamento dos elementos . Esta abordagem foi desenvolvida em CULVER et *al.* (1973), OSSENBRUGGEN et *al.* (1973) e UDDIN & CULVER (1975) *apud* BIZZO (2006).

A variação da temperatura na seção de concreto, relacionada à variação das suas propriedades em temperaturas elevadas são alguns dos fatores complicadores para o cálculo da resistência dos elementos estruturais em situação de incêndio.

As equações mais utilizadas levam em conta a transferência de calor excessiva no elemento de concreto que chega a ruptura. As fórmulas para a determinação da resistência ao fogo das lajes, por exemplo, levam em consideração o aquecimento da sua armadura quando exposta à elevação da temperatura, sendo possível então a determinação do cobrimento mínimo da armadura.

Considerando os diferentes tipos de agregados, a resistência ao fogo dos elementos estruturais preparados com concreto, cujo agregado é o silicoso, é maior que a resistência daqueles concretos preparados com agregados calcários.

3.3.1. Resistência ao Fogo de Elementos Estruturais

O CEB – *Comité Euro-International du Béton*, recomenda para temperatura crítica de 500°C os cobrimentos mínimos apresentados na Tabela 3.3 para elementos estruturais.

Tabela 3.3 – Cobrimento entre armadura e a face do elemento exposta ao fogo, valores em milímetros (adap. de GALLETO, MENEHINI & ROSSI, 2000).

Elementos Estruturais	Tempo de resistência ao fogo (horas)			
	1	2	3	4
Pilares	25	45	60	75
Vigas isostáticas	40	65	80	90
Vigas contínuas	25	40	80	90
Laje armada em 1 direção	25	45	60	70
Laje armada em 2 direções	10	20	30	40

Além dos efeitos que o fogo exerce sobre o concreto e o aço, considerados isoladamente, existem outros mais complexos que atuam sobre a estrutura de concreto armado. Considerando os efeitos do fogo sobre diferentes elementos, tem – se:

➤ **Pilares:** quando expostos à temperaturas elevadas as barras de aço se dilatam, arqueiam – se e provocam lascamentos nos cobrimentos, principalmente em pilares de seções circulares. As barras de aço expostas ao calor apresentam redução de resistência, sobrecarregando o concreto, podendo causar o colapso do pilar, caso seja ultrapassada a resistência limite (KLEIN et *al.*, 2000).

O colapso pode ocorrer, também, pelos esforços adicionais ao pilar, provocados pela dilatação das vigas, especialmente as de maior vão. Quando estas ações se sobrepõem o colapso pode ocorrer mesmo depois de cessado o incêndio, sendo importante, portanto, determinar por meio de instrumentação a evolução das deformações destes elementos.

➤ **Vigas:** os danos causados pelo fogo em vigas de concreto aparecem em forma de fissuras provocadas por retração, flexão ou cortante. As fissuras de retração são decorrentes da dilatação e posterior contração dos elementos. As fissuras de flexão e cortante são ocasionadas pelos movimentos de dilatação, ocorridos durante o incêndio, seja das vigas ou dos pilares.

Movimentos horizontais são produzidos devido o colapso de algum pilar ou pela quebra da continuidade das vigas de um pórtico. Em igualdade de condições, as vigas hiperestáticas se comportam melhor que as isostáticas, devido, principalmente à redistribuição dos esforços que ocorre nos sistemas hiperestáticos.

➤ **Lajes:** devido a menor espessura desses elementos, a variação de calor entre as faces aquecida e fria podem apresentar maior destacamento do cobrimento expondo as armaduras apresentando maiores danos causados pela ação do fogo, se comparados aos pilares e as vigas, Figura 3.4.

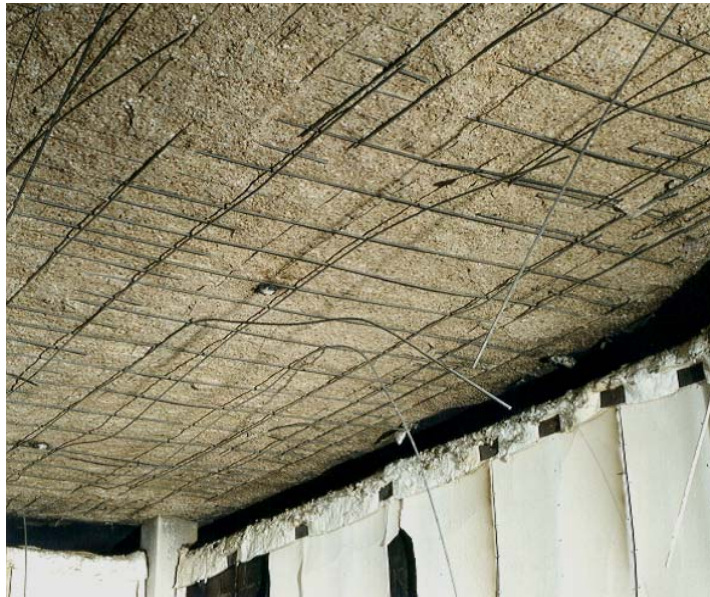


Figura 3.4 – Laje de concreto armado do ensaio em escala real em Cardington ((BAILEY, 2002) *apud* (COSTA, 2008)).

A ação do fogo em sua face inferior provoca escamações provocando a perda de aderência das barras de aço com o concreto. A ação combinada da perda de aderência com a perda de resistência provoca flechas excessivas nas lajes.

Em função dos danos causados nos elementos estruturais submetidos a um incêndio, deve – se considerar em projeto a resistência ao fogo dos mesmos. A Tabela 3.4, abaixo ilustrada, apresenta alguns valores de espessura mínima destes elementos em função do TRRF e de diferentes tipos de agregados graúdos (HARMATHY, 1993).

Tabela 3.4 – Espessura mínima recomendada para lajes e vigas de concreto, em função do TRRF e do agregado (adap. de HARMATHY, 1993).

Tipo de agregado	Espessura mínima (mm) para lajes de concreto armado ou protendido e vigas						
	TRRF (minutos)						
	30	45	60	90	120	180	240
Silicoso	60	77	90	112	130	158	180
Calcário	59	74	87	108	124	150	171
Leve	49	62	72	89	103	124	140

4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O material concreto é constituído por agregados miúdo e graúdo, aglomerante e água. Para temperatura acima de 100°C, a heterogeneidade do material é realçada por transformações físicas, químicas e mineralógicas, envolvendo a pasta de cimento e os agregados (Figura 4.1).

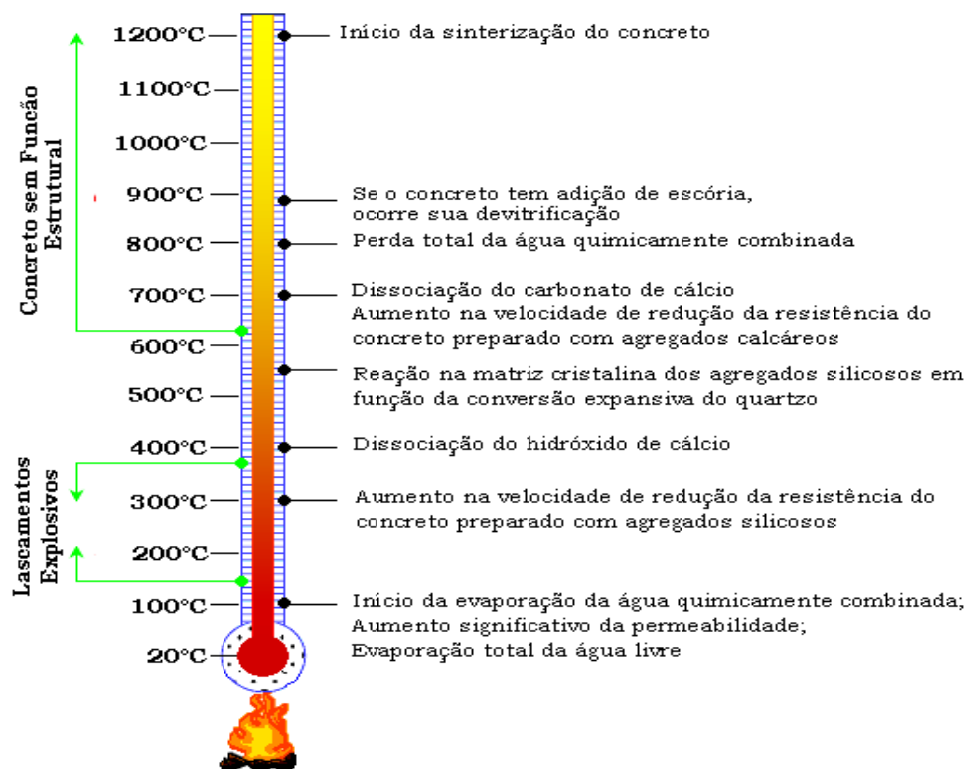


Figura 4.1 – Transformações físico – químicas do concreto em situação de incêndio (adap. de KHOURY, 2000).

As mudanças devido ao aumento da temperatura ocorrem na pasta de cimento endurecida e nos agregados. Em geral, ocorre a evaporação da água presente na mistura de concreto e, reações químicas de desidratação da pasta, com a conversão do hidróxido de cálcio em óxido de cálcio. O calor também provoca mudanças na estrutura de poro da pasta de cimento hidratada.

Os agregados perdem sua água evaporável e, dependendo da sua composição mineralógica, sofrem transformação cristalina. Os efeitos das temperaturas elevadas, tanto no concreto, como nos materiais que o constitui estão descritos nos próximos itens, separadamente.

Estudos mostram que a natureza dos agregados influenciam na alteração de cor verificada em concretos aquecidos (ALMEIDA, 1984; BAUER, 1994; CÂNOVAS, 1988; LANDI, 1977; PURKISS, 1996). O que provoca alteração de cor são quantidades de óxido de ferro, hidróxidos ou óxidos de ferro hidratados, nos agregados. Geralmente, rochas sedimentares, metamórficas e ígneas não apresentam mudança de cor quando aquecidas.

As rochas calcáreas apresentam coloração rosa quando aquecidas em temperaturas entre 230°C e 300°C. A medida que a temperatura aumenta a cor rosa tende a escurecer, apresentando – se vermelho ao marrom para temperatura de 600°C. Até atingir 900°C torna – se cinza e, após essa temperatura amarelo claro.

Essa verificação foi feita por Galletto et. *al.* (2002), em ensaios realizados em concreto de resistência normal ($f_{ck} = 26,5$ MPa) e em concreto de alta resistência ($f_{ck} = 87,0$ MPa – com sílica ativa), com aquecimento gradual. Na verificação o concreto de resistência normal apresentou cor rosa quando aquecido em temperatura entre 420°C e 600°C.

4.2. PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO ENDURECIDO

As propriedades térmicas mais importantes na análise de efeito do fogo são a massa específica, o calor específico, a condutividade térmica e expansão térmica. Sendo que esta última está relacionada à massa específica, pois a maioria dos materiais sólidos dilatam quando aquecida e, contrai quando resfriados. Essa variação volumétrica influencia a massa específica do material.

A variação térmica de um material é medida pelo calor específico quando o material é aquecido. Segundo, Callister Jr (2002), a condutividade térmica é a propriedade que mede a capacidade que o material apresenta de conduzir o calor. No caso do concreto, que apresenta estrutura porosa, a condutividade térmica é baixa, pois os vazios são preenchidos por ar ou água que retardam a absorção de calor.

As propriedades térmicas do concreto têm influência sobre o seu desempenho, principalmente quando o objetivo em análise é o aumento brusco de temperatura causado pelo incêndio. Sabe-se que em relação à condução de calor, a difusividade térmica, a condutividade térmica e o calor específico são as três propriedades físicas dos materiais mais importantes para o cálculo térmico do material.

De uma maneira geral, estas três propriedades estão relacionadas entre si através da Equação (4.1):

$$\alpha = \frac{k}{\rho \cdot c} \quad (4.1)$$

As variáveis são:

α = difusividade térmica (m^2/dia);

k = condutividade térmica ($\text{cal}/(\text{h cm}^\circ\text{C})$);

ρ = densidade do material (g/cm^3);

c = calor específico (cal/g°C)

4.2.1. Massa Específica

A massa específica do concreto está diretamente relacionada com a massa específica do agregado que o compõe e, em relação ao teor de umidade presente. Quando o concreto é submetido a elevadas temperaturas ele sofre redução da massa específica devido a evaporação da água livre e à expansão térmica que ocorre em função das transformações mineralógicas que apresentam os agregados quando aquecidos acima de 500°C.

As Normas Técnicas brasileiras não fornecem informação sobre a massa específica do concreto, de densidade normal, submetido a elevadas temperaturas. Adota-se a Equação 4.2 para determinar a variação de massa específica em função do intervalo de aquecimento, para concretos preparados com agregados silicosos ou calcáreos (EN 1992-1-2:2004).

$$\begin{aligned}
 \rho_{c,\theta} &= \rho_c & \text{se } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \\
 \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[1 - 0,02 \cdot \left(\frac{\theta - 115}{85} \right) \right] & \text{se } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\
 \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[0,98 - 0,03 \cdot \left(\frac{\theta - 200}{200} \right) \right] & \text{se } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\
 \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[0,95 - 0,07 \cdot \left(\frac{\theta - 400}{800} \right) \right] & \text{se } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

As variáveis são:

ρ_c = massa específica do concreto de densidade normal à temperatura ambiente (kg/m³);

$\rho_{c,\theta}$ = massa específica do concreto de densidade normal em situação da temperatura θ (kg/m³);

θ = temperatura aplicada (°C)

Essas equações têm sido questionadas devido a redução de até 12% da massa específica do concreto na temperatura ambiente em relação a massa específica do concreto aquecido, temperatura máxima, conforme Figura 4.2.

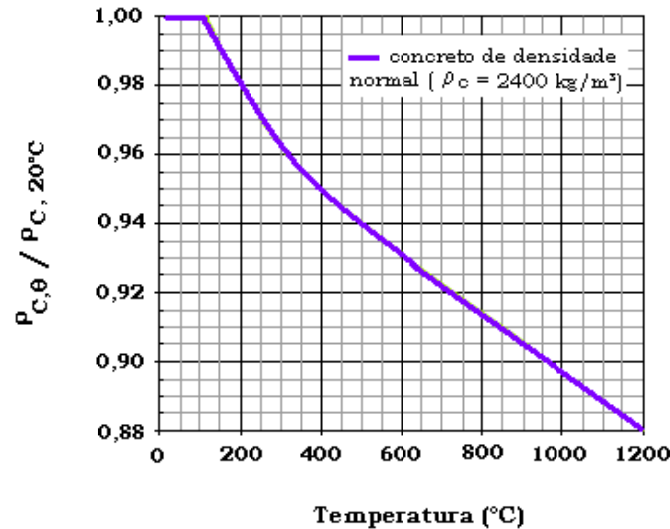


Figura 4.2 – Variação da massa específica do concreto usual em função da temperatura (adap. de EN 1992-1-2:2004 *apud* COSTA, 2008).

4.2.2. Condutividade Térmica

A condutividade térmica de um material é definida como a taxa em que o calor é trocado através de uma área unitária de material, quando sujeito a um gradiente de temperatura unitário. Matematicamente a condutividade térmica pode ser expressada pela Equação 4.3 (Lei de Fourier):

$$K = \frac{\frac{Q}{At}}{\frac{dT}{dx}} \quad (4.3)$$

As variáveis são:

k = condutividade térmica (cal/(h cm°C));

Q = quantidade de calor;

t = tempo (h);

A = área do material (cm^2);

(dT/dx) = gradiente de temperatura (variação da temperatura com a distância na direção do fluxo de calor).

Nos materiais cerâmicos, como é o caso do concreto, a condução de calor em temperaturas elevadas é diretamente afetada pela porosidade do material. O efeito da radiação de calor na condutividade do poro é proporcional ao tamanho do poro. Sendo assim, a determinação da porosidade do material torna-se um quesito bastante importante.

A condutividade térmica é uma propriedade física do material que pode ser medida experimentalmente ou calculada teoricamente. Segundo Bizzo (2006) os métodos podem ser divididos em duas grandes classes:

➤ **Métodos Diretos:** são aqueles que medem a condutividade térmica a partir de resultados experimentais. Como exemplo pode ser citado o método calorímetro de placa quente – placa fria;

➤ **Métodos Indiretos:** são aqueles que medem experimentalmente uma determinada propriedade do material e a partir dessa propriedade obtém-se o valor da condutividade térmica. Como exemplo tem-se o método do pulso de energia, onde o valor da difusividade térmica é determinado, e com o conhecimento do calor específico e da densidade do material, a condutividade térmica pode ser calculada com a aplicação da Equação 4.3.

Loeb (1954), Franci & Kingery (1954), Charvat & Kingery (1957), Ross (1960), Macewan Stoute & Notley (1967) *apud* Bizzo (2006) fizeram várias medições da condutividade térmica em diferentes situações: diferentes tipos de materiais, amostras com formatos de poros variados e diferentes porcentagens de porosidade. Um consenso geral é que o efeito da porosidade considerada

isoladamente não é suficiente para caracterizar o comportamento da condutividade térmica de um material.

No caso dos materiais cerâmicos, como é caso do concreto preparado com cimento Portland), a condutividade térmica varia de acordo com a densidade, com o tipo de agregado e com o teor de água (LEA, 1970).

O ACI 216R (1989) apresentou um método de cálculo para a determinação da condutividade térmica para concretos submetidos à temperaturas elevadas (980°C). Para este estudo ele definiu quatro diferentes tipos de concreto: dois concretos com densidades usuais e outros dois concretos preparados com agregados leves.

A interpretação dos resultados mostrou que os concretos com densidades usuais apresentaram uma diminuição nos valores da condutividade térmica com a elevação da temperatura, sendo este comportamento mais acentuado em temperaturas acima de 400°C. Para os outros dois concretos escolhidos (concreto preparado com agregado leve), esta variação não foi percebida. Os valores da condutividade térmica permaneceram praticamente constantes.

4.2.3. Calor Específico

O calor específico pode ser modelado considerando o pico de 100°C, aproximadamente, caso não haja resultados experimentais (Figura 4.3) . Geralmente, adota-se esse valor de pico, por ser o valor em que ocorre a evaporação da água livre, e até total evaporação não há aumento de temperatura no concreto.

Utiliza-se para concreto armado, preparado com agregado silicoso ou calcáreo, teor de umidade (U) menor ou igual a 4,0 %, pois em ambientes internos este concreto apresenta $U \leq 1,5\%$ e para ambientes externos $U \leq 3,0\%$.

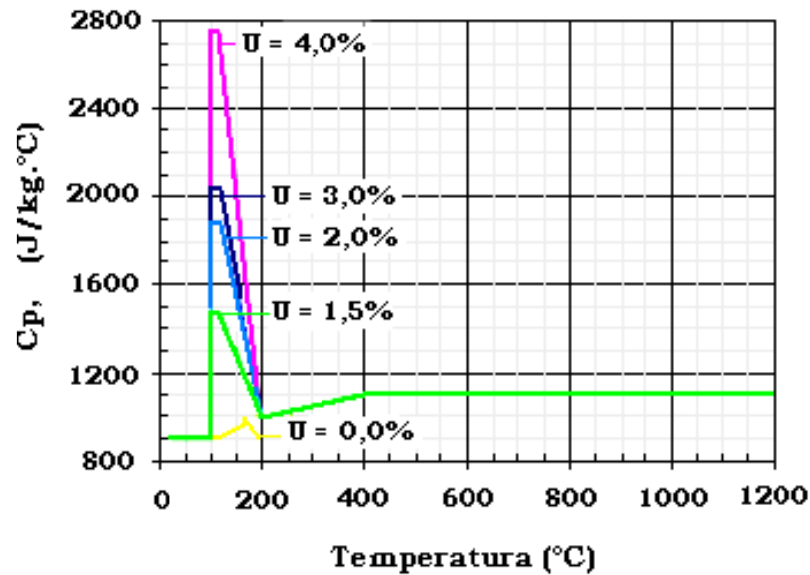


Figura 4.3 – Calor específico de concreto com diferentes teores de umidade, em função da temperatura (adap. de EN 1992-1-2:2004).

4.2.4. Deformação

Segundo Bizzo (2006), o estudo de uma estrutura exposta ao fogo mostra que deve ser considerada a deformação da estrutura sob a aplicação da carga. A deformação dos materiais em sob efeito do fogo deve englobar quatro componentes (Equação 4.5):

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon - \varepsilon_i = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (4.5)$$

As variáveis são:

ε = deformação total no instante de tempo t ;

ε_i = deformação inicial no tempo $t = 0$;

$\varepsilon_{th}(T)$ = deformação térmica em função apenas da temperatura T ;

$\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ = deformação relacionada à tensão, sendo função de ambos, da tensão aplicada σ e da temperatura T ;

$\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ = deformação por fluência em função do tempo t ;

$\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ = deformação devido ao gradiente de temperatura, sendo função da tensão aplicada e da temperatura, somente aplicado para o concreto.

Os componentes de deformação, anteriormente mostrados, são descritos de maneiras diferentes por vários pesquisadores (ANDERBERG (1976), SCHNEIDER (1988), KHOURY et al. (1985)).

Para estruturas simples, com vigas simplesmente apoiadas, somente a deformação resultante da tensão aplicada deve ser considerada, permitindo assim que a redução da resistência sob o efeito do fogo seja calculada sem considerar às outras parcelas de deformações. No caso de sistemas estruturais mais complexos, a deformação térmica, a deformação por fluência e a deformação devido ao gradiente de temperatura devem também ser consideradas, utilizando para o cálculo um programa de análise estrutural.

4.2.4.1. Componentes da Deformação: Expansão térmica

Segundo Almeida (1984), as deformações térmicas são, também, conhecidas como as expansões ocorridas na maioria dos materiais devido ao aquecimento e estão relacionadas com a dilatação dos agregados. A diferença entre os coeficientes de expansão térmica dos agregados e da pasta de cimento contribui para o lascamento explosivo do concreto.

A Figura 4.4 mostra a expansão térmica de diferentes misturas de concreto. Diederichs, Jumppanen & Penttala (1989), compararam três misturas de concreto com diferentes adições com um concreto de pasta de cimento portland sem adição. Os corpos – de – prova foram executados com dimensões de 8, 0 cm de diâmetro por 30, 0 cm de altura e, foram aquecidos a uma taxa de 271°C/minuto.

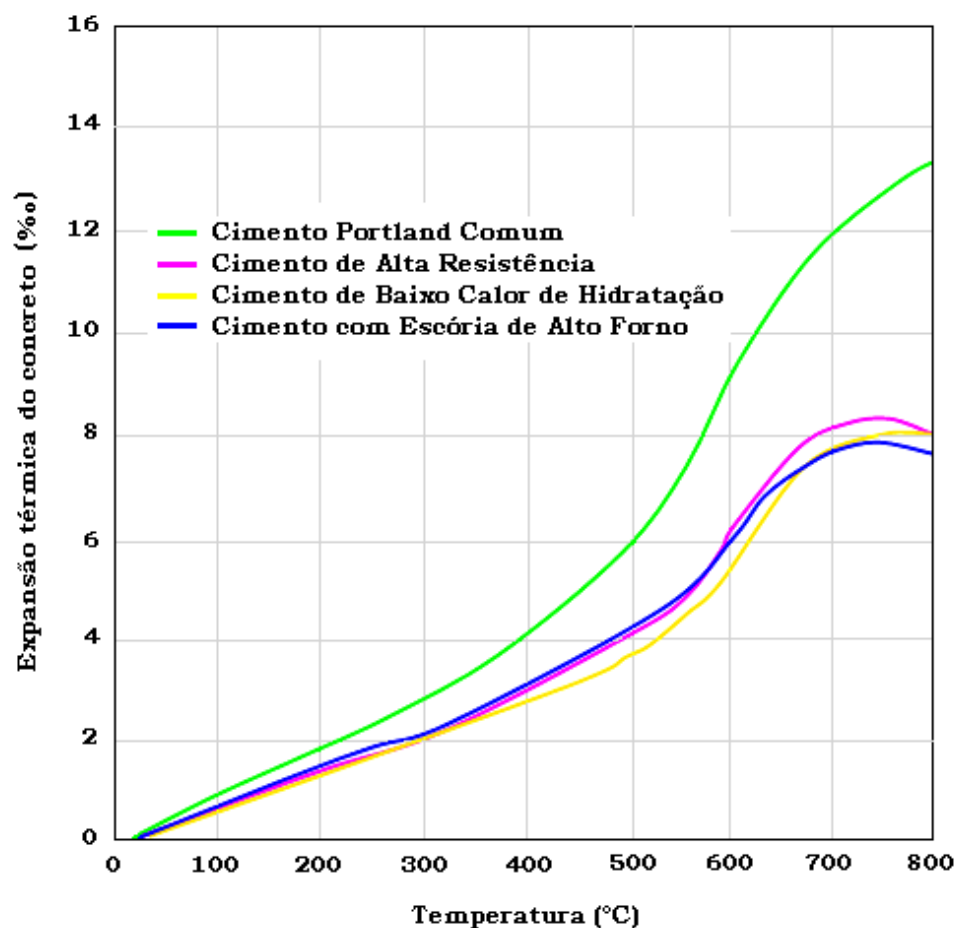


Figura 4.4 - Expansão térmica de diferentes misturas de concreto em função da elevação de temperatura (adap. de DIEDERICH, JUMPPANEN & PENTTALA, 1989).

No estudo realizado, os pesquisadores concluíram que a expansão térmica do concreto é influenciada pelo tipo de agregado utilizado e, em função da pasta de cimento. Neste caso ocorre a influência da pasta devido as adições.

As misturas apresentadas são de concretos preparados com pasta de cimento com adição de sílica ativa e cimento de alta resistência, com adição de cinza volante e cimento de baixo calor de hidratação, sem qualquer tipo de adição mas com cimento constituído por escória de alto forno comparados com um concreto preparado com pasta de cimento portland comum.

4.2.4.2. Deformação por Fluência e devido ao Gradiente de Temperatura

A deformação por fluência e a deformação devido ao gradiente de temperatura são características interligadas. Se um corpo-de-prova de concreto é aquecido sob carregamento, todas as componentes de deformação descritas combinam-se, dando origem à uma deformação total (SCHNEIDER, 1988 *apud* BIZZO, 2006).

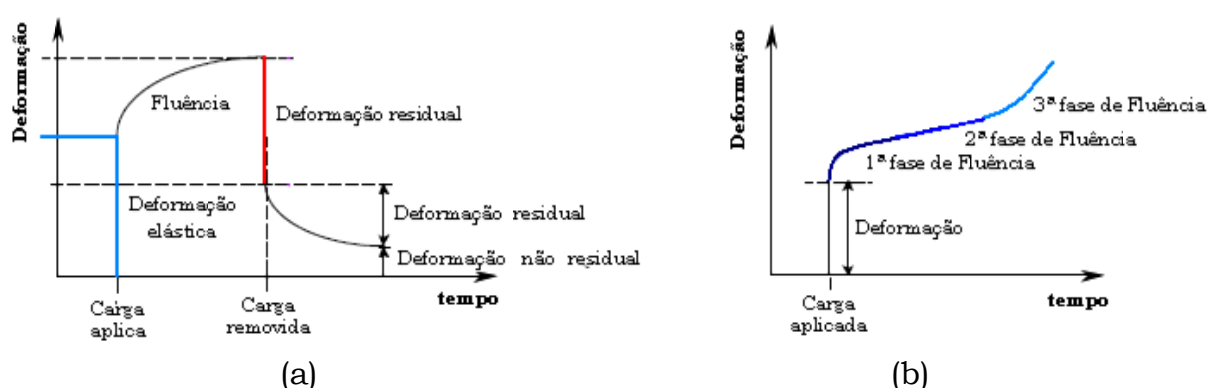


Figura 4.5 - Fluência nas Estruturas: a) Fluência sob Condições Normais; b) Fluência sob Temperaturas Elevadas (adap. de BUCHANAN, 2002).

A deformação por fluência é resultado da deformação dos materiais sob um carregamento constante ao longo do tempo. Se o carregamento for removido, a recuperação da deformação por fluência será percebida, como mostra a Figura 4.5a. Já a deformação por fluência pode acelerar a redução da capacidade de carga do elemento estrutural, conduzindo à uma deformação por fluência secundária e terciária sob temperaturas elevadas (Figura 4.5b).

Khoury et al. (1985) mediram experimentalmente a deformação por fluência durante ensaios sob temperatura e tensão constantes, obtendo resultados que podem ser vistos na Figura 4.6.

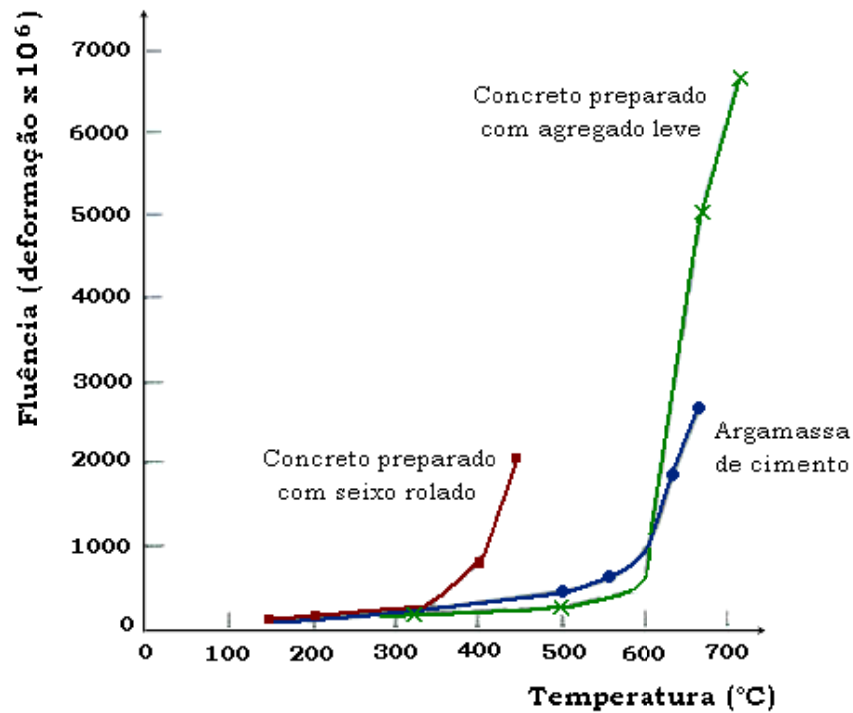


Figura 4.6 – Fluência do Concreto um dia depois do Carregamento à 10% da Resistência Inicial (*reproduzido por KHOURY & SULLIVAN (1988) com permissão da ELSEVIER SCIENCE*)).

A deformação devido ao gradiente de temperatura, que ocorre durante a primeira fase do aquecimento do concreto sob carregamento (até 600°C), é responsável por alterações complexas no teor de umidade e na composição química da pasta de cimento, interagindo com o agregado que permanece praticamente inerte nesta temperatura (SCHNEIDER (1988)).

4.2.4.3. Deformação devido à Tensão Aplicada

A deformação resultante da tensão aplicada em uma estrutura compreende elementos de deformação plástica e elástica. Na Figura 4.7 observa-se o comportamento dos concretos tradicionais submetidos à elevadas temperaturas. Constata-se uma queda na resistência à compressão e a deformação relativa à tensão máxima aumenta com o aumento de temperatura.

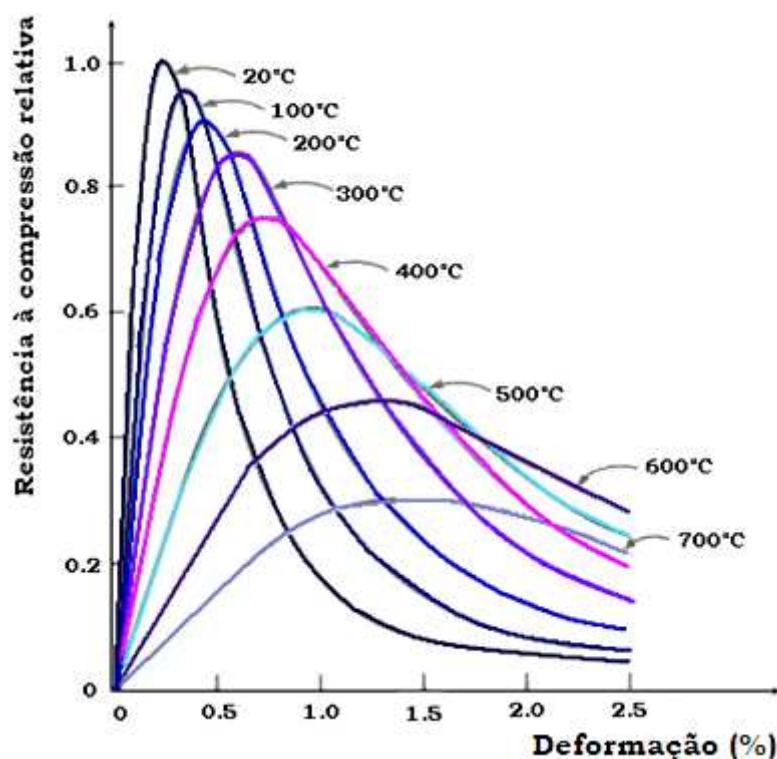


Figura 4.7 – Relação tensão x deformação para concretos convencionais sob temperaturas elevadas (*reproduzido por WADE (1994) com permissão da SOCIETY OF FIRE PROTECTION ENGINEERS*).

4.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Os problemas mais graves de uma estrutura de concreto armado submetido ao incêndio ocorrem quando o aço da armadura atinge temperatura acima de 500°C, pois nesta temperatura o aço perde resistência à tração e compromete a estrutura como um todo (LANDI, 1986).

O concreto começa a apresentar redução significativa da resistência à compressão para temperaturas de exposição acima dos 300°C, no entanto o módulo de elasticidade apresenta redução para temperaturas a partir de 100°C.

Porém , de acordo com vários pesquisadores a incompatibilidade térmica entre o agregado e a pasta de cimento é o principal fator de decréscimo de resistência no concreto (LEA & STRADLING (1982); KHOURY (1992) e LANKARD et *al.* (1971)).

4.3.1. Resistência à Compressão

Lea (1920) & Stradling (1922) *apud* Khoury (1992) estudaram fatores que podem influenciar a resistência à compressão do concreto em temperaturas elevadas. Conseguiram provar que existe incompatibilidade térmica entre o agregado gráudo e a pasta de cimento, sobre a resistência do concreto. A diferença que existe entre os coeficientes de expansão térmica pode originar tensões que contribuem para o aparecimento de microfissuras na pasta de cimento, diminuindo a resistência do concreto.

De acordo com os pesquisadores o hidróxido de cálcio pode ser o problema principal do concreto exposto a elevadas temperaturas, pois quanto maior o teor de óxido de cálcio, menor será a propriedade refratária do concreto. Para amenizar o problema da pasta de cimento portland submetida a elevadas temperaturas, adicionam-se materiais como a pozolana e a sílica ativa, segundo Saad (1996).

Essa afirmação de Saad (1996), foi havia sido comprovada por Diederichs, Jumppanen & Penttala (1989), em estudo realizado sobre misturas de concreto com adições. Na mistura que continha adição de sílica ativa a variação de resistência à compressão, em relação a uma mistura padrão, sem adições, era inferior a outros tipos de adições, conforme ilustra a Figura 4.8.

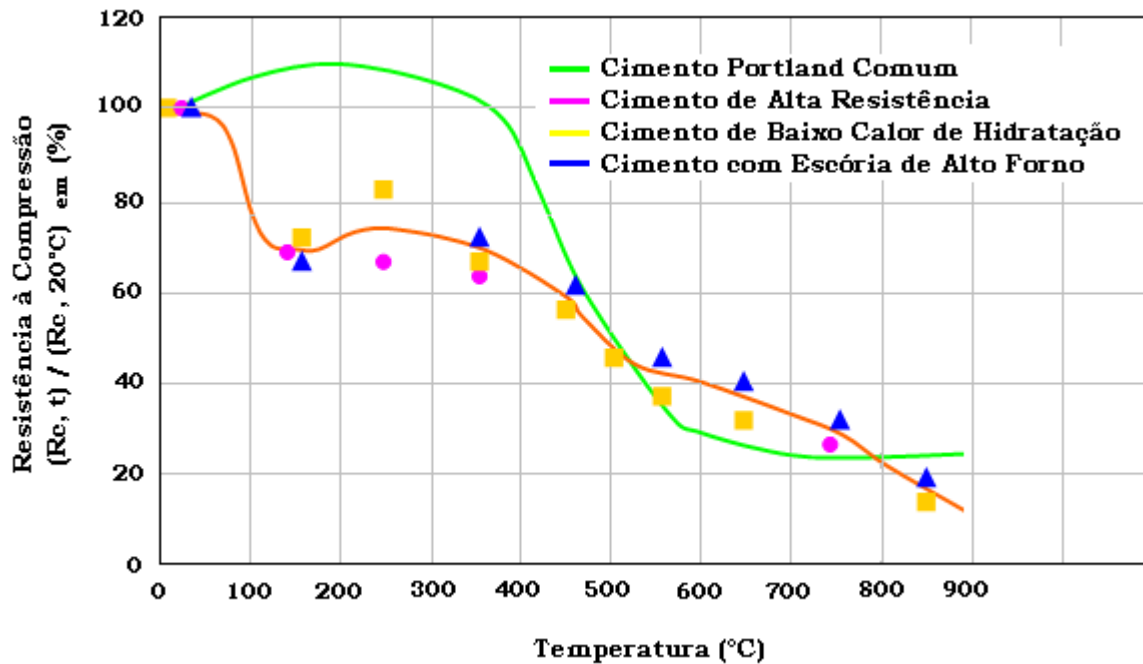


Figura 4.8 - Comparação da resistência à compressão do concreto sob efeito da temperatura (R_c, t) em relação à resistência do concreto a temperatura ambiente ($R_c, 20^\circ\text{C}$), em porcentagem (adap. de DIEDERICHS, JUMPPANEN & PENTTALA, 1989).

Diversos pesquisadores já realizaram ensaios com o intuito de relacionar a resistência à compressão com a temperatura, embora os resultados não tenham sido idênticos.

A Figura 4.9 apresenta um levantamento feito com os resultados obtidos por pesquisadores do *Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC)*, que adota valores do *American Concrete Institute*, *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB)*, *Petersen (ASTM – Special Technical Publication n.º 169-A)* e *Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT)*.

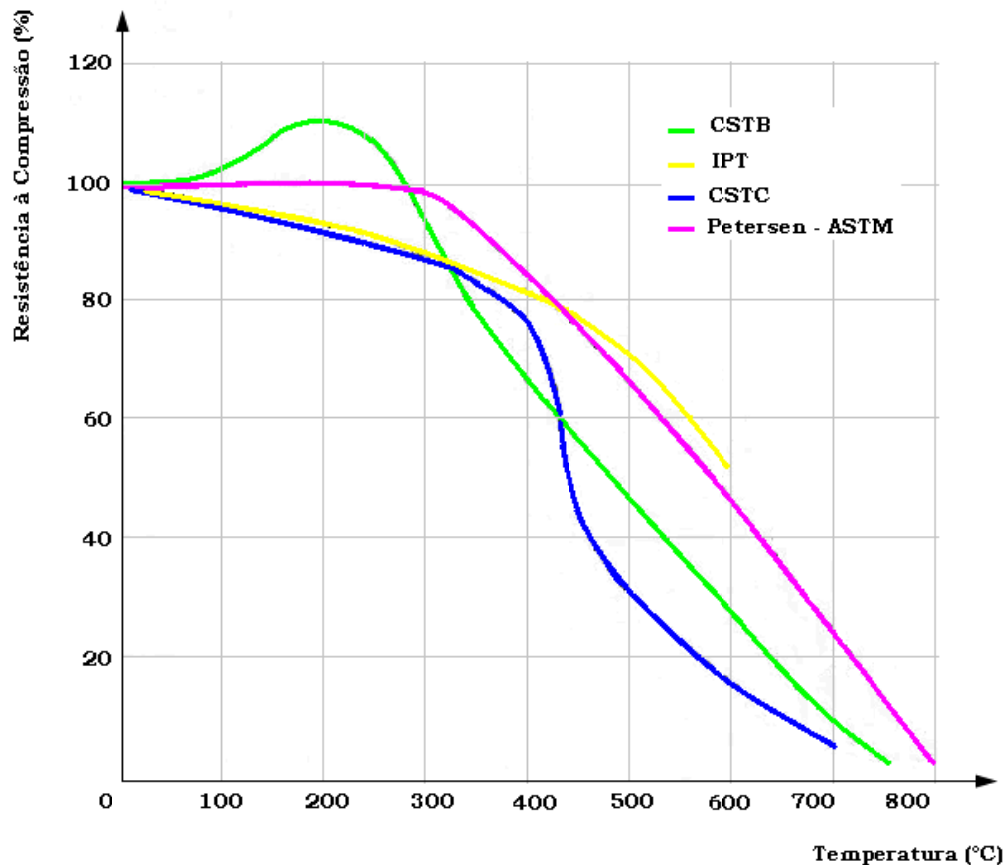


Figura 4.9 – Redução da resistência à compressão em função da elevação de temperatura (adap. de LANDI, 1986).

As características físicas e químicas do concreto são alteradas quando o concreto é exposto a elevadas temperaturas, particularmente a resistência à compressão, como também a resistência à tração e o módulo de elasticidade. A pasta de cimento pode sofrer retração decorrente da liberação de água contida no concreto, e ao mesmo tempo, a armadura e os agregados podem sofrer expansão com o aumento de temperatura (LANDI (1986); SILVA (2001)).

Segundo Landi (1986), a resistência à compressão do concreto varia consideravelmente com a temperatura a que fica submetido. A partir de 600°C inicia-se uma degradação no concreto, onde as camadas superficiais mais quentes tendem a se separar das camadas internas mais frias. Para essa

temperatura de exposição uma redução da resistência à compressão é em torno de 50% do valor inicial ($T = 20^{\circ}\text{C}$), de acordo com Petrucci (1978).

Segundo Caraslindas & Barros (2004), a exposição do concreto a temperaturas elevadas produz deteriorações das propriedades mecânicas devido a alterações químicas e mecânicas. Aquecer o concreto em temperaturas próximas a 600°C remove a água de hidratação da pasta de cimento. Além disso, as diminuições do módulo de elasticidade e resistência não são recuperáveis após o concreto ser resfriado até a temperatura ambiente.

Moreno & Bizzo (2003) submeteram corpos-de-prova de concreto para diferentes traços a temperatura máxima de 600°C e os resfriaram lentamente. Observaram que a resistência à compressão foi reduzida entre 23% e 66% do valor inicial.

O módulo de elasticidade teve seu valor reduzido em até 90% do valor inicial. Em comparação com os estudos anteriores de outros pesquisadores, pode-se afirmar que a relação água/cimento têm influência nas propriedades mecânicas do concreto quando exposto a elevadas temperaturas.

Min (2004), pesquisou a influência da resistência à compressão aos 28 dias de idade. Para este estudo preparou misturas de concreto com as seguintes resistências: 42,5 MPa, 68,0 MPa e 76,0 MPa, com dimensões de 100 x 100 x 100 (mm), 150 x 150 x 150 (mm) e 100 x 100 x 450 (mm), respectivamente.

Outro fator que Min também estudou como influência foi a umidade do concreto. Parte dos corpos-de-prova foi curada por 28 dias à temperatura de 20°C e umidade relativa do ar igual a 90%, outra parte dos corpos-de-prova permaneceu em estufa à 105°C , outra parte ficou exposta ao ar e outra dos corpos-de-prova foi imersa em água por 24 horas.

No estudo Min (2004) comprovou que após 800°C a resistência à compressão não foi alterada com a variação da umidade e, que a perda de resistência mecânica do concreto de alto desempenho superou a perda ocorrida nos concretos usuais. Esta diferença foi maior para temperaturas de 25°C a 400°C, apresentando valores de resistência à compressão dos concretos de alto desempenho 36,8% menores que os corpos-de-prova que não foram submetidos ao aquecimento.

Para os concretos usuais o valor da resistência à compressão foi 28,8% menor que a obtida nos corpos-de-prova não aquecidos. Porém, a estrutura mais densa deste tipo de concreto gera o lascamento explosivo (spalling), estudado por Hertz (2003).

4.3.2. Módulo de Elasticidade

Outra propriedade importante do concreto submetido a elevadas temperaturas é a redução do módulo de elasticidade. Ensaio realizado pela Equipe de Furnas (1997), mostraram que a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência não se altera com temperatura até 250°C, pois ambas as propriedades variam de forma aproximadamente igual.

Segundo Paulon (1984), a redução do módulo de elasticidade pode ser notada principalmente em estruturas de pequena espessura, onde praticamente toda a peça fica sujeita a temperatura elevada. Para temperatura de 100°C a redução do módulo de elasticidade é de 25% mas, para temperatura de 600°C a redução chega a valores próximos de 100%.

Segundo Landi (1986) o módulo de elasticidade varia de maneira parecida e cai à metade de seu valor inicial por volta de 500°C de aquecimento. Na Figura 4.10 é apresentado resultado obtido pelo CSTB e PCA. Deve-se ilustrar que as curvas PCA mostram que o módulo de elasticidade independe da relação água/cimento, de acordo com os estudos realizados que verificavam esse fator.

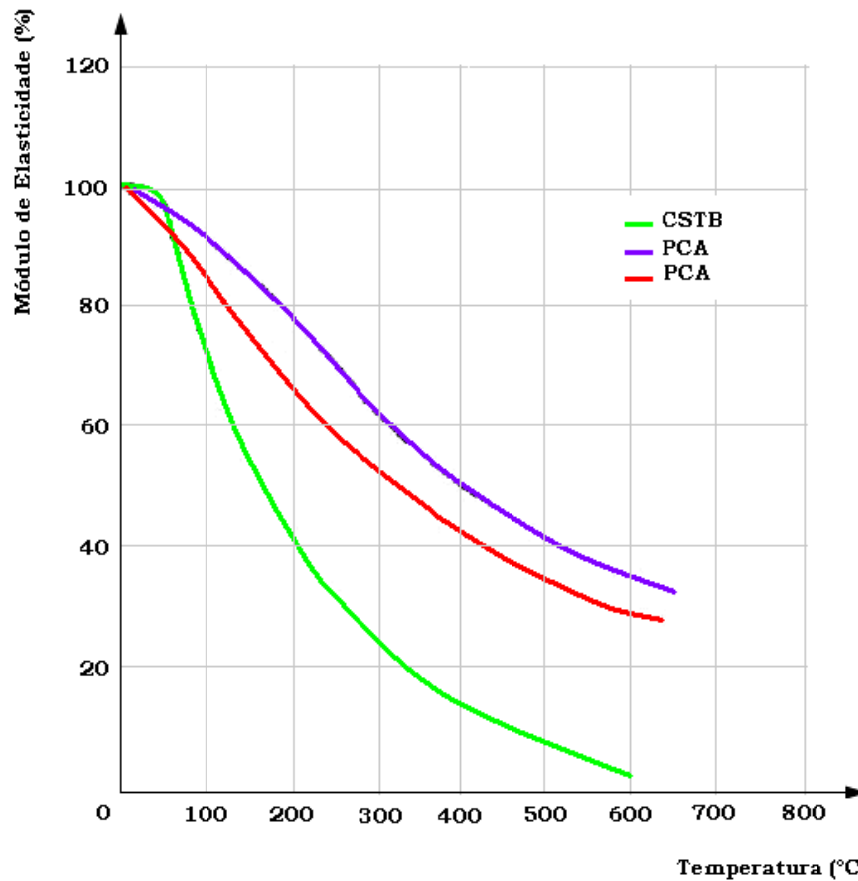


Figura 4.10 – Redução do módulo de elasticidade em função da elevação de temperatura (adap. de LANDI, 1986).

Diferentemente da resistência à compressão, os resultados obtidos por Diederichs, Jumppanen & Penttala (1989), para diferentes misturas de concreto (Figura 4.11), (concretos preparados com diferentes pastas de cimento em função de adições) a redução do módulo de elasticidade apresenta mesmo comportamento em relação a porcentagem de redução.

A mistura de concreto pasta de cimento portland apresenta redução pouco superior em relação aos concretos pasta de cimento de alta resistência com adição de sílica ativa, pasta de cimento de baixo calor de hidratação com

adição de cinza volante e pasta de cimento com alto teor de escória de alto forno, porém a redução fica em torno de 20% quando são comparados entre si.

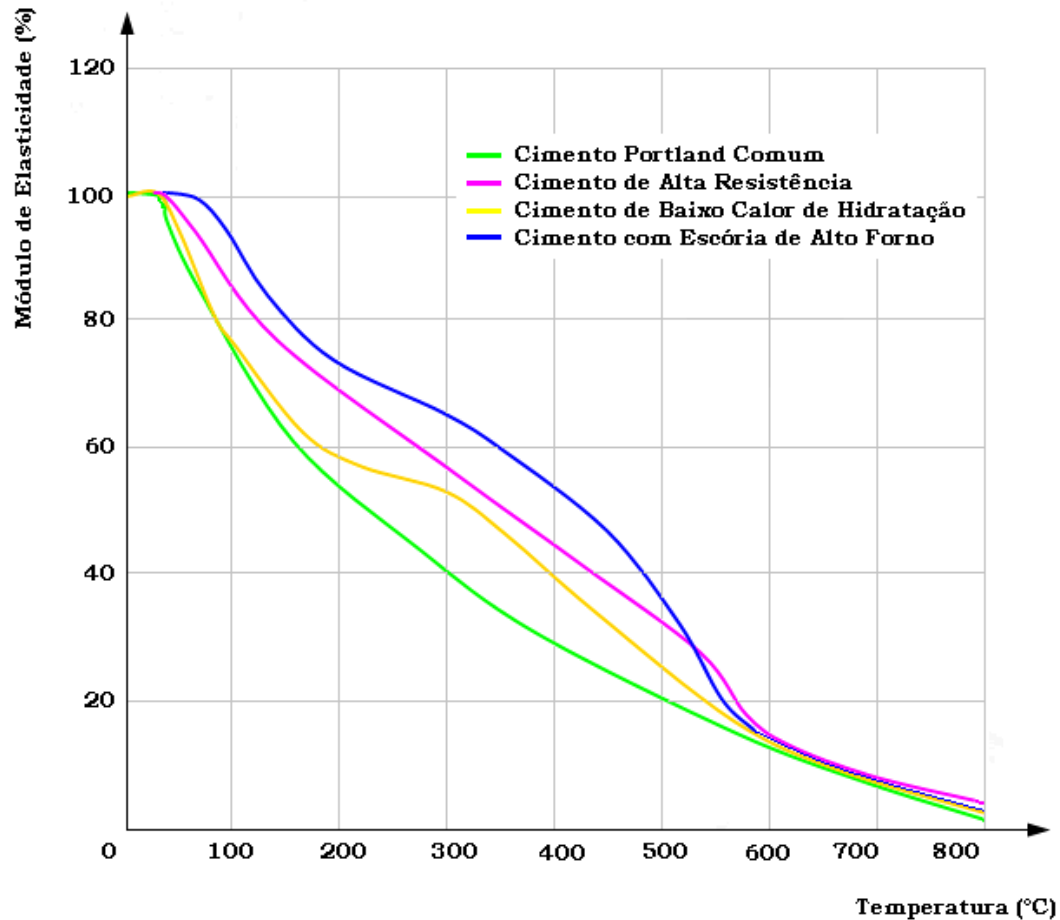


Figura 4.11 - Comparação do módulo de elasticidade do concreto sob efeito da temperatura (R_c, t) em relação à resistência do concreto a temperatura ambiente ($R_c, 20^\circ\text{C}$), em porcentagem (adap. de DIEDERICHS, JUMPPANEN & PENTTALA, 1989).

4.4. MATERIAIS

Em situação de incêndio a composição do concreto deve ser considerada porque, tanto a pasta quanto o agregado são constituídos de materiais que se decompõem com o calor e apresentam comportamentos distintos em relação ao fogo. Por isso são tratados separadamente neste item.

4.4.1. Água

A água tem influência direta na pasta de cimento endurecida, por estar presente como água evaporável em poros de gel e poros capilares e, como água quimicamente combinada.

Em temperaturas elevadas a liberação de vapores de água influencia no processo de fissuração do concreto. A evaporação, da água intersticial, contrai a pasta de cimento, fissurando – a, o que provoca enfraquecimento do concreto.

Quando a pasta de cimento está saturada o excesso de água provoca lascamento explosivo. Segundo Kalifa et *al.* (2000), o excesso de umidade contribui para a desagregação das pastas de cimento.

4.4.2. Pasta de Cimento

Elevadas temperaturas tendem a eliminar a água de poro e também a água da pasta de cimento, por meio da evaporação da mesma. Quando a temperatura atinge 105°C a água de gel e capilar são removidas do concreto. Acima desta temperatura toda água evaporável é removida do concreto e, durante o processo de evaporação da água a pasta de cimento sofre expansão térmica (MINAMI et *al.*, 1991).

O tipo de reação no processo de desidratação do hidróxido de cálcio, Ca(OH)_2 é endotérmica, com a liberação do óxido de cálcio, CaO , e da água evaporada. As reações ocorrem em conjunto com as fissuras, provocando variação de volume (GRATAN-BELLEW, 1996).

De acordo com Barragán et *al.* (2000), acima de 100°C surgem fissuras na microestrutura da pasta de cimento e, esta começa a perder estabilidade. Isso ocorre devido a contração da pasta com a saída de água dos poros. E, acima dos 200°C ocorre reação físico-química, isto é, a água evaporada reduz as

forças de Van der Waals entre as camadas de C-S-H, provocando fissuras e perda de resistência à compressão.

Após 300°C inicia-se um processo de desidratação do gel dos hidratos de silicato de cálcio (C-S-H), até a temperatura de aproximadamente 800°C. Porém, a 500°C, ocorre reação de desidratação do C-S-H e em torno de 850 °C o gel de C-S-H se desidrata completamente (Cànovas, 1988).

De acordo com Schneider (1988) a decomposição do gel de silicato de cálcio ocorre entre 600°C e 700°C, porém se o gel for de hidróxido de cálcio, a reação de desidratação ocorre a partir de 390°C e se completa a 550°C.

Bazant & Kaplan (1996) apresentaram uma análise térmica diferencial (DTA) de uma pasta de cimento Portland endurecida. A análise mostra que o gel de tobermorita (C-S-H) e o sulfo-aluminato de cálcio hidratado são os primeiros, da fase sólida da pasta de cimento, a serem afetados pelas altas temperaturas.

O estudo ainda mostra que a porosidade da pasta de cimento endurecida também é alterada quando submetida a elevadas temperaturas, isso ocorre porque o tamanho e a superfície interna do poro também aumentam, devido a quebra da estrutura de gel de C-S-H, em função da sua desidratação.

O estudo realizado por Diederichs, Jumppanen & Penttala (1989), mostra a influência de adições e tipos de cimento na expansão térmica da pasta submetida a elevação de temperatura (Figura 4.12).

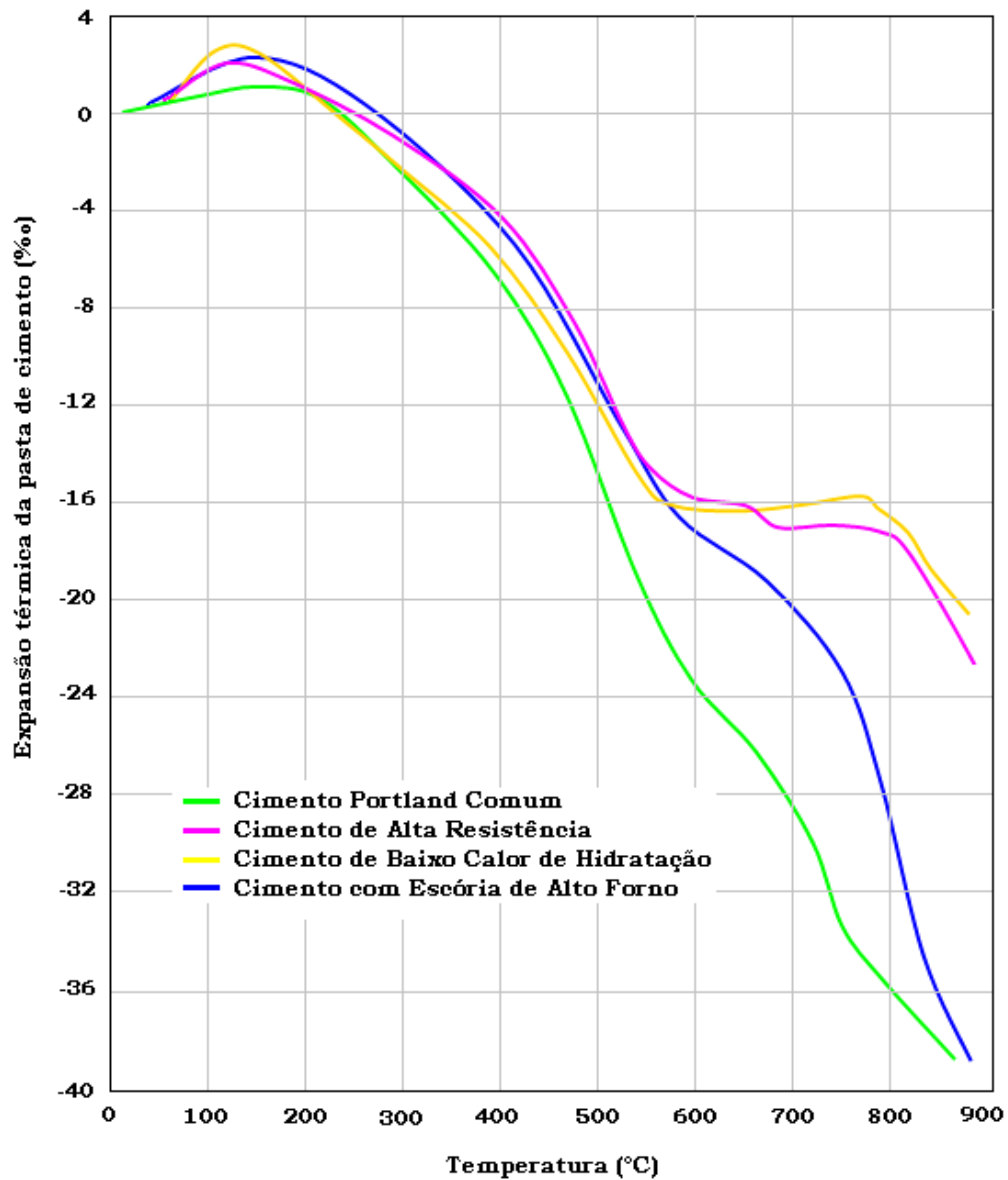


Figura 4.12 - Expansão térmica de diferentes pastas de cimentos variados, em função da elevação de temperatura (adap. de DIEDERICHS, JUMPPANEN & PENTTALA, 1989).

4.4.3. Agregados Graúdos

O comportamento do concreto em situação de incêndio é influenciado pelos materiais que o constitui. Como os agregados representam 70% do concreto, estes apresentam maior influência devido a expansão térmica,

podendo causar destruição do concreto, em função da taxa de aquecimento (GRATAN-BELLEW (1996); MEHTA & MONTEIRO (2008)).

Um estudo realizado por Mehta & Monteiro (2008) mostra o coeficiente de expansão térmica de diferentes agregados e a influência destes no coeficiente de expansão térmica do concreto (Figura 4.13).

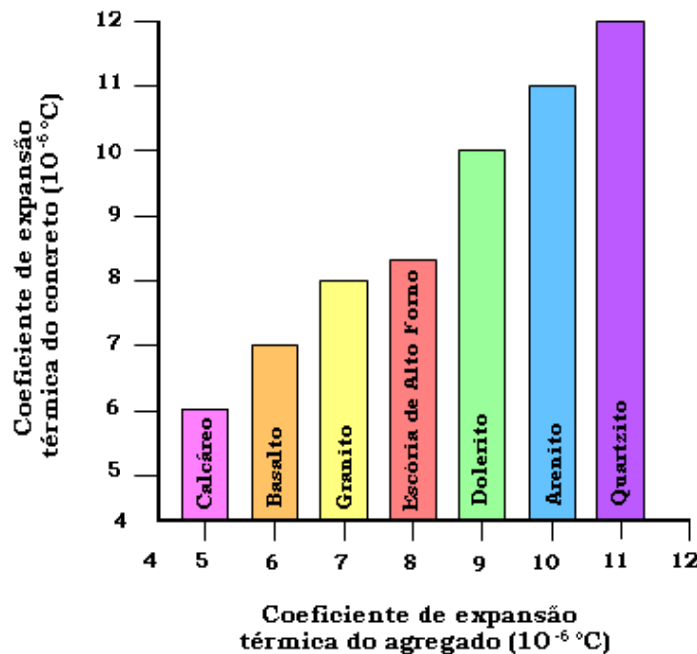


Figura 4.13 – Influência do coeficiente de expansão de diferentes agregados em relação ao coeficiente de expansão do concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Segundo Lin et al. (1996), o aumento ocorrido devido a expansão do agregado em função da elevada temperatura provoca duas reações no concreto, os pipocamentos (*pop outs*) e o lascamento explosivo (*spalling*).

A diferença entre os coeficientes de expansão térmica dos agregados e da argamassa gera tensões térmicas, que provocam diferentes estados de fissuras, sendo que estas podem ser controladas pelo uso de agregados de menor coeficiente de expansão térmica (MINAMI et al., 1987; NEVILLE, 1997).

Outra propriedade que influencia o comportamento do concreto é a condutividade térmica do agregado que o compõe. A condutividade térmica depende da composição mineralógica do agregado. Os agregados cristalinos apresentam maior condutividade térmica à temperatura ambiente, porém diminui com o aumento da mesma (HARMATHY & ALLEN, 1971).

A natureza dos minerais nos agregados é o fator mais influente no valor da condutividade térmica do concreto endurecido, por exemplo, o basalto possui baixa condutividade térmica e os calcários calcítico e dolomítico, condutividade média, já o quartzo apresenta condutividade mais elevada.

A Figura 4.14 apresenta a variação de condutividade térmica de concretos preparados com diferentes tipos de agregados. Os valores aproximados são de 1.6 W/mK para concreto preparado com agregado silicoso, 1.3W/mK para concreto preparado com agregado calcário e 0.8 W/mK para concreto preparado com agregado leve.

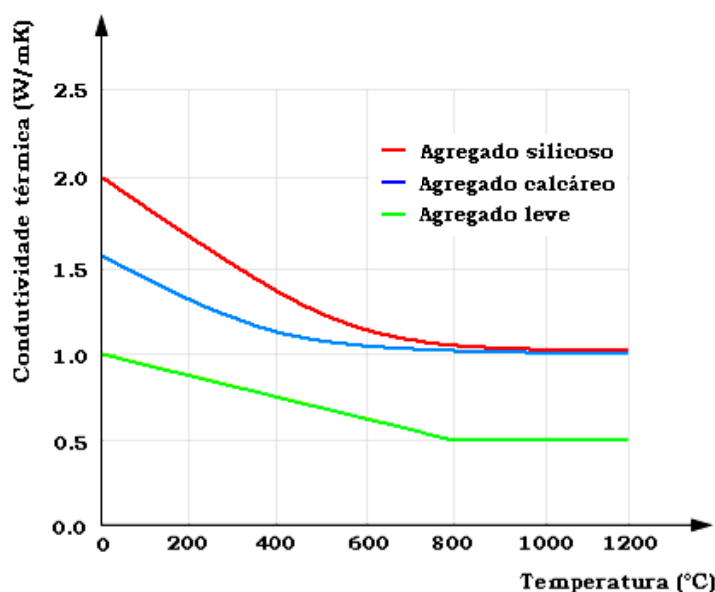


Figura 4.14 - Condutividade térmica do concreto preparado com diferentes agregados (*reproduzido do EUROCODE (1993) com permissão do COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION*).

Esses valores são para ensaios realizados a temperatura ambiente. Com o início da elevação de temperatura, a condutividade térmica do concreto é reduzida, em pelo menos 50% do valor inicial. Como há uma grande variedade de materiais que podem ser usados como agregados, os mais usuais serão especificados em relação ao comportamento do concreto. Isso será feito com o intuito de comparar as pesquisas existentes com as propostas deste trabalho.

4.4.3.1. Agregados Naturais: silicosos, calcáreos e basálticos

Os agregados silicosos provêm de rochas como o granito, o arenito e xistos, que contém grande quantidade de quartzo (SiO_2). Segundo Prizskulnik et al. (1972), esses agregados não devem ser empregados em concretos submetidos a temperaturas superiores a 300°C . Essa afirmação é decorrente da transformação dos cristais de quartzo- α em quartzo- β (MEHTA & MONTEIRO, 2008; GRATAN-BELLEW, 1996).

De acordo com Mehta & Monteiro (2008), essa transformação ocorre com variação volumétrica, da ordem de 0,85%, pode provocar a ruptura do concreto, devendo limitar a temperatura em torno de 250°C .

Os concretos preparados com este tipo de agregado se expandem para temperatura até 700°C (Figura 4.15), quando começam a sofrer retração devido à pasta de cimento por consequência da desidratação do silicato de cálcio (SCHNEIDER, 1985 *apud* LIM, 2000).

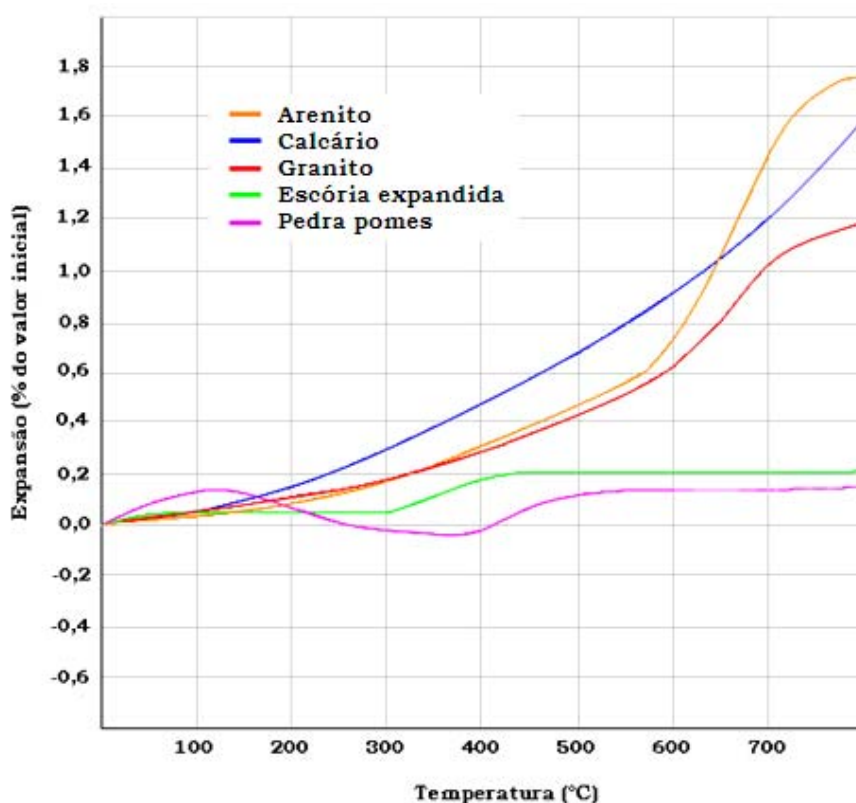


Figura 4.15 – Expansão do concreto em função do aumento de temperatura para misturas com diferentes agregados. (adap. LIE, 1992).

Souza & Moreno (2003) estudaram concreto preparado com granito. Submeteram o concreto a temperatura de 300°C e 600°C com o intuito de avaliar a redução da resistência à compressão. Os resultados apresentados mostraram redução entre 15% e 20% do valor inicial para as temperaturas especificadas.

No entanto, Moreno & Bizzo (2004) ensaiaram concreto preparado com agregado granito e apresentaram valores de redução em torno de 43% para temperatura máxima de aquecimento de 600°C.

Os agregados calcários (calcíticos e dolomíticos) são estáveis até temperaturas próximas de 850°C. A partir desta temperatura começa a

decomposição do carbonato, dando origem ao óxido de cálcio (GRATAN-BELLEW, 1996).

Porém, estudo realizado por Priszkulnik et al. (1972) mostra que os limites de 500°C e 700°C devem ser respeitados para os dolomíticos e calcíticos, respectivamente. Pois, se mantidos abaixo destas temperaturas apresentam boa resistência térmica, em função do cimento utilizado.

Isso ocorre porque a descarbonatação dos agregados calcários é uma reação endotérmica, isto é, o calor é absorvido, retardando a elevação de temperatura, pois o material calcinado apresenta menor massa específica e age como isolante de superfície (NEVILLE, 1997).

Khoury (1992) *apud* Neville (1997) estudou a influência do tipo de agregado no concreto submetido a temperaturas elevadas (Figura 4.16).

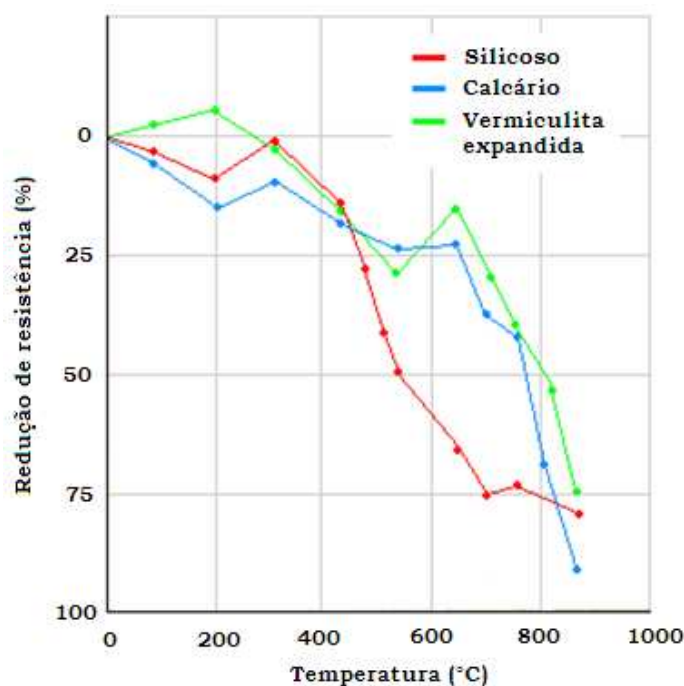


Figura 4.16 – Influência do tipo de agregado na redução da resistência à compressão do concreto submetido a elevadas temperaturas (adap. de ABRAMS, 1973 *apud* MEHTA & MONTEIRO, 2008).

No ensaio realizado pode – se verificar que aumento de resistência quando aquecidos até temperatura de 300°C. Este fato pode ser explicado devido a reação endotérmica que o agregado sofre, originando o isolante a partir da calcinação do material. Os agregados calcários apresentam vantagem de ter menor coeficiente de expansão térmica, minimizando assim, os efeitos destrutivos no concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Quando a temperatura de exposição atinge os 600°C observa – se que todas as amostras apresentaram reduções próximas de resistência à compressão, porém o concreto preparado com agregado silicoso apresenta redução significativa quando exposto a temperatura de 450°C, confirmando a afirmação de Moreno & Bizzo (2004).

Souza (2005) estudou a influência do agregado calcário e do agregado basalto no comportamento do concreto submetido a temperaturas de 300°C e 600°C. A análise dos resultados mostra que a redução da resistência à compressão em torno de 30% e 60% para o concreto preparado com agregado calcário e em torno de 40% e 50% para o concreto preparado com o agregado basalto, respectivamente nas temperaturas indicadas, mostrando desta forma que o concreto preparado com agregado basalto apresenta comportamento melhor em situação de incêndio.

4.4.3.2. Agregados artificiais

Priszkulnik et al. (1972), no estudo realizado para concretos refratários afirma que os materiais artificiais mais comuns são os agregados leves, como as argilas e folhetos expandidos e, escórias. Por apresentarem elevada porosidade, apresentam propriedades isolantes capazes de suportar temperaturas até 1200°C.

Souza (2005) estudou a redução de resistência à compressão de um concreto preparado com argila expandida. A resistência à compressão inicial do

concreto apresentou valor médio de 37,00 MPa. Comparado com um concreto preparado com agregado calcáreo, que apresentou valor médio de 44,50 MPa, confirma-se a afirmação de Priszkulnik, de que concreto preparado com agregado leve apresenta menor resistência.

Quando submetido a temperatura de 300°C, a diferença de redução de resistência à compressão ficou em torno de 20% para o concreto preparado com a argila expandida e em torno de 30% para o concreto preparado com o calcáreo. Porém, quando submetidos à temperatura de 600°C, os concretos preparados com argila expandida e calcário apresentaram redução em torno de 60%. Verificou-se que para o concreto preparado com argila expandida, quando submetido a temperatura acima de 500°C, a umidade influencia no resultado (SOUZA, 2005).

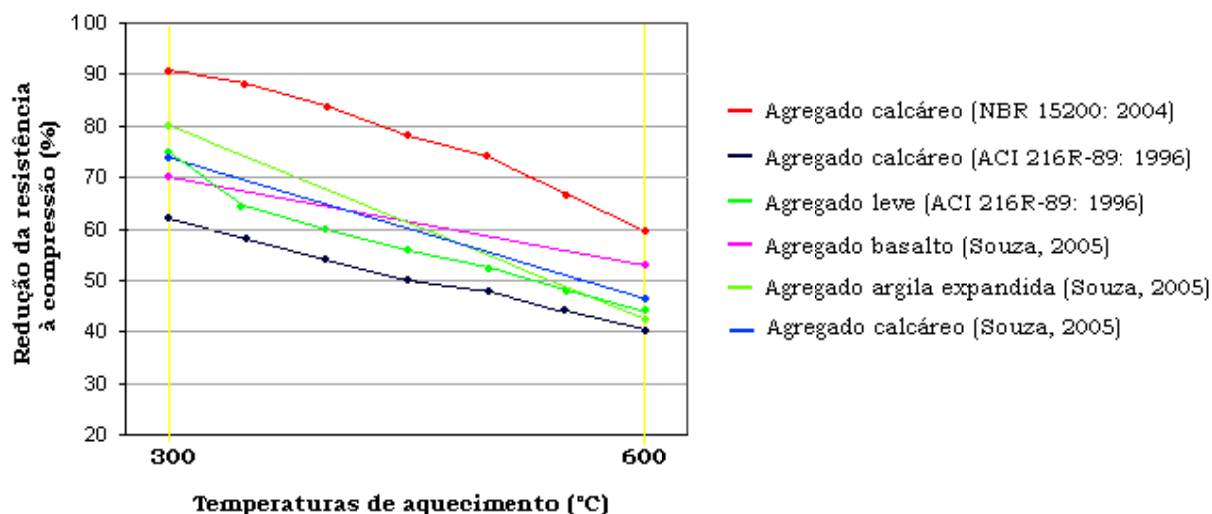


Figura 4.17 - Comparação de ensaios em laboratório com curvas de norma para influência do tipo de agregado na redução da resistência à compressão do concreto (SOUZA, 2005).

Neste estudo Souza (2005) comparou os resultados obtidos com resultados apresentados na NBR 15200: 2004 – *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: Procedimento* com as curvas do ACI 216R-89:

1996 – *Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements* (Figura 4.17).

Na pesquisa Souza (2005) obteve reduções que variaram de 20% a 40% e de 50% a 60% para concretos preparados com agregados diferentes e aquecidos nas temperaturas de 300°C e 600°C, respectivamente.

Em relação aos resultados apresentados pelas normas e comparados com os obtidos no laboratório, exceto os valores apresentados pela NBR 15200:2004, os demais valores apresentaram reduções entre 5% e 15%. Em relação aos valores da Norma Técnica brasileira, salienta-se que os valores apresentados são de ensaios realizados com aquecimento das amostras e sob carregamento, por isso os valores são discrepantes.

A Tabela 4.1 mostra que o tipo de agregado, também, influencia o tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF, de elementos estruturais, como lajes e paredes. Verifica-se que o concreto preparado com agregado silicoso exige maior espessura se comparado com o concreto preparado com o agregado leve, devido seu comportamento como isolante.

Tabela 4.1 – Espessura mínima recomendada para lajes e paredes de concreto em função do TRRF e tipo de agregado (adap. de HARMATHY, 1993).

Tipo de Agregado	Espessura mínima (mm) de lajes de concreto armado ou protendido e paredes de concreto						
	30	45	60	90	120	180	240
Silicoso	60	77	90	112	130	158	180
Calcário	59	74	87	108	124	150	171
Leve	49	62	72	89	103	124	140

O tipo de agregado também apresenta influência no valor do módulo de elasticidade do concreto submetido a temperaturas elevadas. Três misturas de concreto preparadas com agregados tipo leve, calcário e silicoso em relação a

redução do módulo de elasticidade foram pesquisadas pelo ACI 216R-89: 1996 (Figura 4.18). Verifica-se que os três tipos de concreto apresentaram redução em torno de 25% quando a temperatura atingiu 200°C. Quando a temperatura atingiu 400°C as reduções ficaram em torno de 60%.

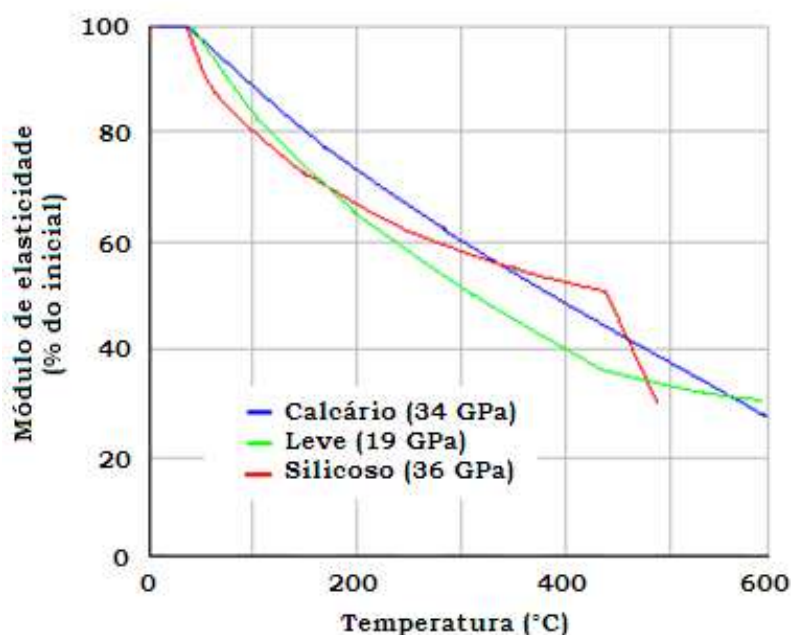


Figura 4.18 – Redução do módulo de elasticidade (porcentagem do valor inicial) para concretos preparados com diferentes tipos de agregados, submetidos a temperaturas elevadas (adap. de ACI 216R-89 ,1996).

Souza (2005) avaliou a redução do módulo de elasticidade para concretos preparados com agregados tipo calcáreo, basalto e argila expandida como agregado leve.

Nos ensaios realizados por Souza (2005) verificou – se redução do módulo de elasticidade entre 35% e 50% em relação aos valores iniciais para temperatura de exposição de 300°C. As reduções foram em torno de 60% e 80% para os concretos expostos à 600°C.

Os resultados obtidos foram comparados com os valores apresentados na NBR 15200: 2004 – *Projeto de estruturas de concreto em situação de*

incêndio: Procedimento com as curvas ACI 216R-89: 1996 – Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements (Figura 4.19).

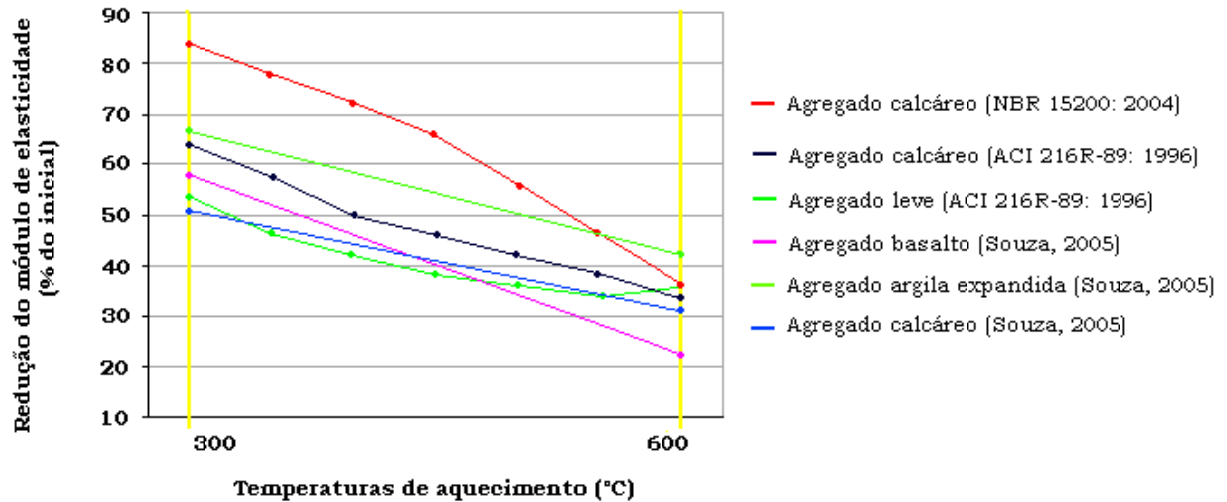


Figura 4.19 - Comparação de ensaios em laboratório com curvas de norma para influência do tipo de agregado na redução da resistência à compressão do concreto (SOUZA, 2005).

Os valores experimentais de redução são maiores quando comparados com os apresentados pelas normas comparadas. Em relação a NBR 15200: 2004, conclui-se que os valores apresentados são para ensaios realizados em corpos-de-prova ensaiados com carregamento e sob aquecimento.

5. LASCAMENTO EXPLOSIVO

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O lascamento é um fenômeno que pode ocorrer nas estruturas de concreto quando expostas ao fogo, sendo que a maior incidência ocorre para temperaturas entre 250°C e 400°C (Kalifa et al., 2000).

Não há, ainda, um consenso sobre conceito deste tipo de degradação e, muito menos um controle total sobre a ocorrência de lascamentos, isso é devido a uma série de fatores que levam a um comportamento imprevisível do concreto exposto (PHAN & CARINO, 1998).

Segundo Seito et al. (2008), o *spalling* é um lascamento da superfície do elemento de concreto submetido ao fogo e ocorre por causa da pressão interna da água ao evaporar-se e, ao comportamento dos materiais constituintes do concreto.

O lascamento (*spalling*) pode ser definido como o lascamento que ocorre no concreto devido o aumento da temperatura com intensa liberação de energia e em função das alterações físico-químicas do concreto aquecido em conjunto com os carregamentos da estrutura, que promovem uma desagregação deste material nos elementos estruturais, sendo acelerado ainda mais pelo aparecimento das fissuras, que reduz a capacidade de carga nas estruturas (HERTZ, 2003).

Segundo Sanjayan & Stocks (1993) e Richter et *al.* (1997), o lascamento pode ser definido como a perda de material ocorrida com a liberação de energia que provoca cavidades durante os 30 minutos iniciais de um incêndio, período este de maior elevação de temperatura.

A seguir são apresentadas algumas estruturas que apresentaram lascamentos de diferentes tipos e intensidades, comprometendo a segurança de elementos ou da estrutura como um todo, após serem submetidas à incêndios:

➤ **Aeroporto Santos Dumont:** o incêndio durou 8 horas, atingiu temperatura aproximada de 900°C e, vários pilares apresentaram lascamentos e parte do cobrimento das lajes foram destruídos (Figura 5.3), Brasil, 1998;



Figura 5.1 – Vista interna do aeroporto e de um pilar com colapso parcial e lascamento do cobrimento (COSTA, 2008).

➤ **Edifício Residencial :** os lascamentos destruíram o cobrimento da laje de concreto (Figura 5.6), Brasil, 2006;



Figura 5.2 – Lascamentos provocaram a destruição do cobrimento da laje em edifício de Recife (OLIVEIRA, 2006).

5.2. CAUSAS DO LASCAMENTO

Hertz (1992), Khoury (2003), Kodur (2003) afirmam que o lascamento é observado nos primeiros minutos de aquecimento, dependendo da taxa de aquecimento, ou para temperaturas entre 300°C e 400°C. Porém, dizem que este fenômeno depende de fatores como mineralogia do agregado, gradientes de temperatura, pressão nos poros, resistência do concreto, umidade entre outros.

Na Figura 5.3 estão apresentados alguns fatores, em função da macro e microestrutura do concreto aquecido, que podem contribuir para o desenvolvimento do lascamento em estruturas de concreto.

Ao decorrer das explicações sobre as causas serão apresentadas pesquisas experimentais sobre as mesmas, por ordem crescente de ano no qual foram realizadas.

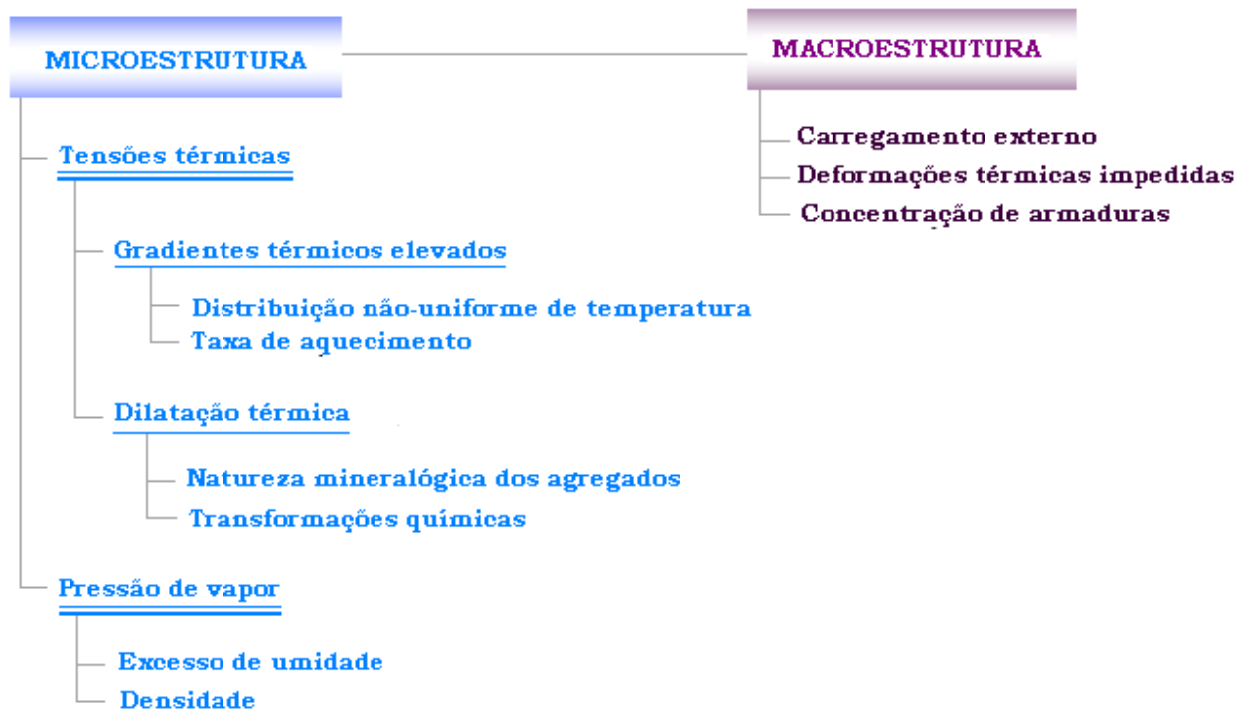


Figura 5.3 – Relação das possíveis causas do lascamento explosivo, em relação a micro e macro estrutura do concreto (adap. de COSTA, 2003).

5.2.1. Sistema Usual de Combate ao Incêndio

Muitos autores, como Green (1971), mencionam como agente causador do lascamento explosivo a água utilizada no combate ao incêndio. Meyer-Ottens (1972) afirma que esta teoria é conhecida desde 1950, por Bernander, mas em 1966, Barends comprovou que a água de combate ao incêndio não aumenta o risco de lascamento explosivo.

Sendo um bombeiro, o autor observou alguma deterioração superficial devido a isto, o que pode ser explicado pelo resfriamento repentino da camada mais externa do concreto, porém não há alteração significativa na estrutura e o que ocorre não é o fenômeno do lascamento.

Chan, Luo & Sun (2000) avaliaram o efeito do resfriamento de concretos submetidos a temperaturas máximas de 800°C e 1000°C, resfriando os corpos-de-prova rápida e lentamente, para verificar se há influência no lascamento explosivo.

Acreditava – se que o resfriamento brusco, o mesmo utilizado no combate a incêndios, contribuía para o aumento do lascamento, devido a diferença de temperatura entre a face aquecida e a face resfriada.

Em relação ao fenômeno do lascamento explosivo, os pesquisadores concluíram que é necessária uma investigação mais detalhada, pois não ocorreu em amostras do mesmo grupo de resistência e que as fibras de polipropileno contribuíram, significativamente, para a redução do lascamento.

Para a pesquisa, prepararam corpos-de-prova de 100 mm³, ensaiado para cada mistura três amostras. As misturas foram preparadas com adição de fibras de polipropileno e as resistências aos 90 dias de idade variaram de 35 MPa a 114 MPa.

O resfriamento lento foi realizado dentro do forno, após o aquecimento, até que a temperatura atingisse valor igual a do ambiente, aproximadamente 20°C. O resfriamento rápido foi realizado, retirando – se os corpos-de-prova do forno, nas temperaturas máximas especificadas, e mergulhando – os em um tanque de água fria, até que atingissem a temperatura ambiente ($T = 20^{\circ}\text{C}$).

A resistência a compressão foi determinada após as amostras serem submetidas aos dois tipos de resfriamento, em corpos-de-prova extraídos dos núcleos das amostras (Figura 5.4).

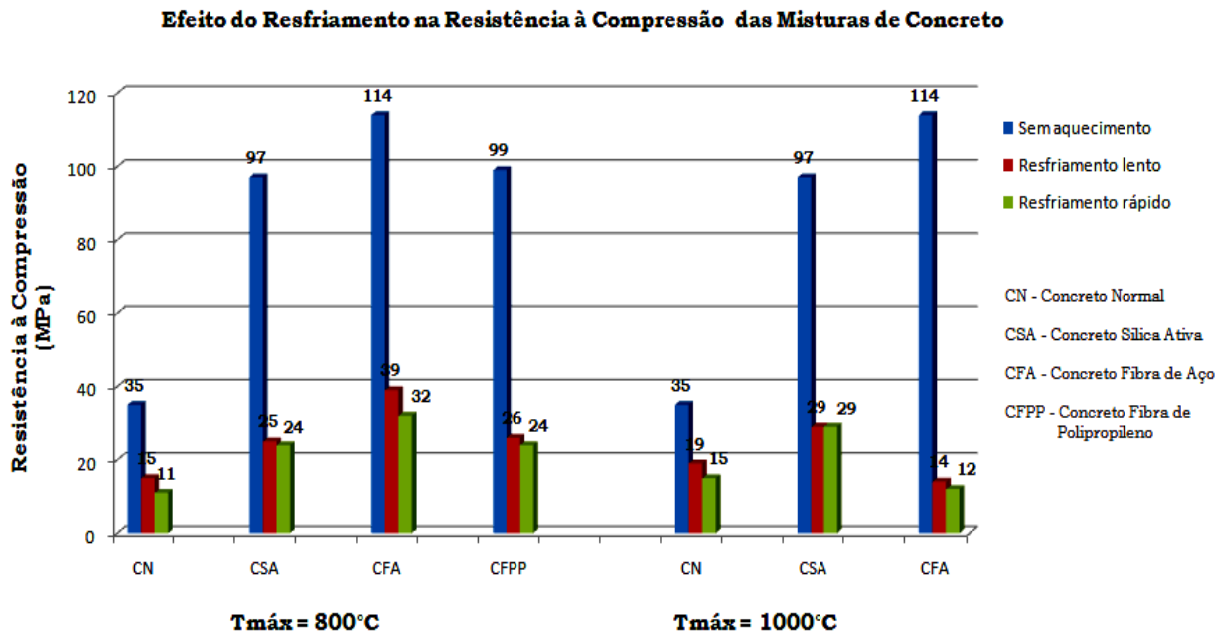


Figura 5.4 – Resistência à compressão, aos 90 dias, antes e após o aquecimento, para temperaturas máximas de 800°C e 900°C (adap. de CHAN, LUO & SUN, 2004).

O efeito do tipo de resfriamento no aumento do lascamento foi verificado em pesquisa realizada por Moreno Jr & Bizzo (2004), submetendo diferentes misturas de concreto expostas à temperaturas diferentes. Realizados os resfriamentos lento e rápido, concluiu-se que estes não tem influência no lascamento do concreto.

Souza (2005) também comprovou a não influência do resfriamento brusco. Em seus ensaios, corpos-de-prova de misturas de concreto preparadas com diferentes agregados foram aquecidos à temperatura máxima de 600°C foram resfriados rapidamente e não apresentaram lascamentos.

5.2.2. Liberação de Vapor de Água

O concreto é um material poroso, cujos poros estão preenchidos por água ou ar. Sabe-se que durante o aquecimento as propriedades mecânicas do

concreto são afetadas e dependendo da temperatura de aquecimento podem até atingir níveis próximos de zero.

A água contida no concreto começa a se mover do seu interior para a superfície. Quando a velocidade de propagação das fissuras desenvolvidas pela elevação da temperatura é maior que a velocidade de liberação do vapor, a pressão interna nos poros tende a diminuir, aliviando assim as tensões de origem térmica. Caso contrário, a pressão interna nos poros se torna tão grande que os lascamentos explosivos são observados no elemento estrutural.

Segundo Lie (1972) e Kalifa et *al.* (2000), o vapor e o ar podem ainda migrar no sentido inverso, isto é, para o centro do elemento estrutural, onde o vapor d'água se condensa novamente até que as condições termodinâmicas estejam satisfeitas.

O teor de umidade do concreto também representa uma variável importante durante o aquecimento. Os elementos estruturais saturados tendem a apresentar desde lascamentos superficiais até o destacamento dos cobrimentos.

De acordo com Tenchev & Purkiss (2001), quando aquecido, as propriedades materiais do concreto são afetadas, bem como o transporte de umidade interna. Durante o incêndio, o calor absorvido pelo concreto promove a evaporação da umidade livre presente na pasta de cimento. As massas de ar e água se movem do interior à superfície do concreto para serem liberados.

5.2.3. Taxa de Aquecimento

As elevadas taxas de aquecimento induzem a grandes diferenças de temperatura entre as camadas externas (superfície aquecida do concreto) e internas do elemento estrutural. Estas diferenças de temperatura levam ao

aparecimento de tensões de origem térmica na superfície exposta ao fogo, aumentando assim o risco de lascamento, isso ocorre devido à baixa condutividade térmica do concreto.

De acordo com Saad et *al.* (1996) o risco de lascamento está associado a ausência de fissuras impede a liberação da água do interior do concreto, isso ocorre quando o concreto é aquecido lentamente, pois os gradientes térmicos são baixos, não ocorrendo fissuração na superfície do elemento exposto.

Porém, segundo Lindgard & Hammer (1999), concretos leves de baixa resistência, tendem a apresentar maiores lascamentos quando submetidos a incêndios, pois formam – se gradientes térmicos elevados, principalmente quando a taxa de aquecimento é superior a $1^{\circ}\text{C}/\text{minuto}$.

Essa mesma observação foi comprovada por Galletto & Meneguini (2000), nos ensaios realizados em forno elétrico de laboratório, onde corpos-de-prova foram submetidos à temperatura de 300°C . A taxa de aquecimento da ordem de $15^{\circ}\text{C}/\text{minuto}$, segundo os pesquisadores foi um dos fatores que provocaram o lascamento explosivo nas amostras, seguido do teor de aditivo adicionado à mistura (Figura 5.5).

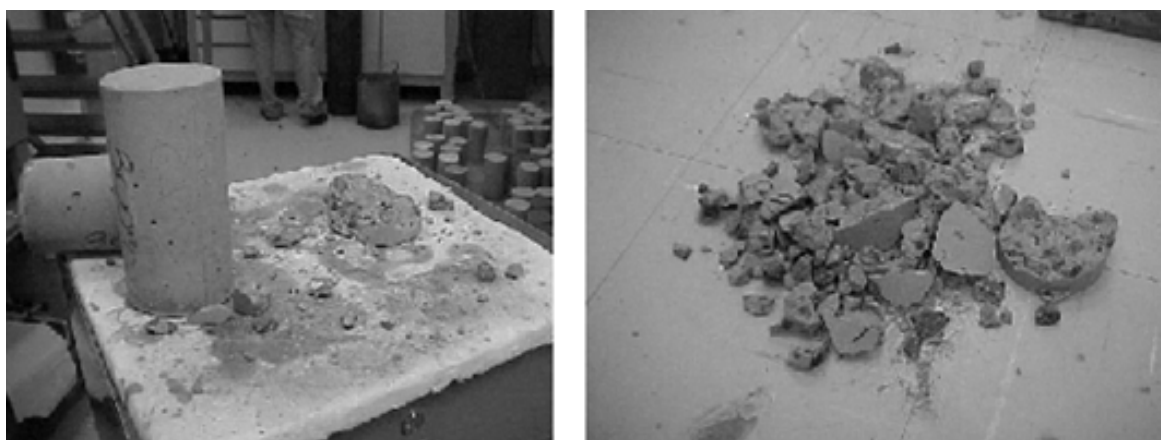


Figura 5.5 – Lascamento explosivo em corpo-de-prova de concreto após ser submetido à temperatura de 300°C (GALLETTO & MENEGUINI, 2000).

Souza (2005) comprovou a afirmação dos pesquisadores anteriormente citados, quando aqueceu corpos-de-prova de concreto leve, preparados com argila expandida. Nos ensaios realizados a baixa taxa de aquecimento mais a umidade do concreto provocaram lascamentos explosivos para temperaturas inferiores a 600°C (Figura 5.6).



Figura 5.6 - Explosão ocorrida no concreto preparado com agregado leve (argila expandida) após aquecimento à 600°C, com teor de umidade igual ao do ambiente e baixa taxa de aquecimento (SOUZA, 2005).

5.2.4. Distribuição não Uniforme de Temperatura

Elementos estruturais posicionados em um compartimento em chamas, de tal forma que apenas uma ou duas faces são aquecidas, estão sujeitos a gradientes térmicos assimétricos e elevados, tanto ao longo da seção transversal como do comprimento da peça.

Bem próximo à superfície exposta ao fogo, aparecem tensões térmicas de compressão que podem ser elevadas, decorrentes da distribuição irregular de temperatura nos elementos de concreto. Essas tensões podem submeter o interior da peça estrutural a fissurações extensas ou mesmo causar lascamentos explosivos (HARMATHY, 1993).

Além disso, as barras das armaduras podem atuar como descontinuidade térmica e mecânica, causando lascamentos prematuros (KALIFA et al., 2000).

5.2.5. Diferentes Tipos de Agregados

Segundo Bazant et al. (1996) a maior parte dos agregados são estáveis até temperaturas próximas à 500°C. Os agregados de basalto não apresentam mudança de fase até temperatura de 900°C, enquanto os agregados de calcário decompõem-se quimicamente por volta dos 600°C.

As reações de decomposição são acompanhadas pela absorção de calor decorrente da elevação da temperatura. Os agregados a base de silício (granito, basalto, quartzito) na sua composição perdem aproximadamente 9% de sua massa por volta dos 700°C. Os agregados calcários podem perder até 50% da sua massa quando a temperatura atinge 1000°C.

Outro fator importante está relacionado à zona de transição existente entre agregado e a pasta de cimento. Se acontecer uma ruptura na zona de transição durante o aquecimento devido às reações químicas ou devido à incompatibilidade térmica entre o agregado e a pasta de cimento, a resistência do concreto pode ser diminuída, mesmo que ambas as partes permaneçam sem alterações.

De acordo com Velasco (2002) a estrutura do agregado e a cor podem sofrer alterações com a elevação da temperatura, indicando também uma considerável redução da resistência do concreto. Pode-se citar como exemplo o agregado calcário que fica com um tom rosa quando a temperatura atinge 230°C à 300°C. Esta cor é gradualmente escurecida até o vermelho-tijolo para temperaturas de 600°C. Acima disso, o vermelho-tijolo passa para o cinza e continua até o camurça à uma temperatura de 900°C.

A partir de 800°C o agregado calcáreo, por exemplo, sofre alteração de cor, de preto e cinza para amarelo escuro, ao mesmo tempo em que ocorre expansão. Um concreto preparado com este agregado e submetido a temperatura acima de 1000°C começa a se decompor (GEOGALI & TSAKIRIDIS, 2004).

5.2.6. Densidade do Concreto

O risco de lascamento em concretos de alta densidade tem sido estudado por pesquisadores como Gillen et *al.* (1991). Porém, deve-se salientar que os concretos com resistências usuais também estão sujeitos ao efeito do lascamento explosivo mesmo tendo gradientes de pressão bem menores quando comparados com os concretos com resistência mais elevada.

Segundo Noumowe et *al.* (1996) a umidade livre poderia apresentar efeitos benéficos na resistência do concreto em altas temperaturas, exceto pela possibilidade de lascamentos prematuros. A absorção de calor associada à água “retardaria” o aumento da temperatura da peça estrutural e, portanto, adiaria o desenvolvimento de pressões de vapor d’água que pudesse levar ao colapso o elemento de concreto.

Para Purkiss (1996) o lascamento é mais provável de ocorrer no concreto de alta resistência, devido a permeabilidade mais baixa e no concreto com teor de umidade mais elevado.

De acordo com Anderberg (1997), entre 240°C e 28°C, a água quimicamente combinada é liberada do concreto, o que pode dar origem aos lascamentos explosivos nos concretos de alto desempenho, pois as pressões internas geradas tendem a sair.

Nessa faixa de temperatura a água quimicamente combinada é liberada do concreto, indicando que os lascamentos explosivos nos concretos de alto

desempenho estão diretamente relacionados às pressões internas geradas durante a tentativa da água quimicamente ligada escapar.

Segundo Aïtcin (2000) o alívio da pressão interna reduz a ocorrência do lascamento, porém isso é dificultado quando um concreto de densidade elevada é exposto ao fogo, pois a estrutura interna é mais fechada.

Estudo realizado por Chan, Luo & Sun (2000) confirma que os concretos com resistência elevada apresentam uma maior probabilidade ao lascamento quando comparados aos concretos usuais.

A estrutura mais compacta dos concretos com elevada densidade dificulta a saída dos vapores d'água da pasta de cimento. Com isso, a pressão dos vapores aumenta muito nas camadas próximas à superfície do concreto podendo ocorrer a fragmentação da região superficial do elemento estrutural.

Ali et al. (2001) relatou que o lascamento explosivo do concreto de alta resistência para ocorrer entre 5 e 22 minutos da exposição ao fogo e, segundo Aldea (1997), após 8 minutos.

Phan & Carino (2001) avaliaram a influência do carregamento em concretos com variação de relação água/cimento entre 0,22 e 0,57 e com variação de resistência à compressão entre 51 MPa e 93 MPa, aquecidos e após resfriados até temperatura ambiente. Também adicionaram sílica ativa em parte das amostras.

Das observações feitas pelos pesquisadores, em relação a perda de resistência e tendência ao lascamento, verificou-se que o concreto de alta resistência apresenta maior tendência ao lascamento do que o concreto de resistência normal. O lascamento superficial aumenta quanto maior for o teor de umidade, menor permeabilidade do concreto e, principalmente, em relação

ao desenvolvimento de pressão de vapor e variações volumétricas devido a transformações no agregado.

Em relação ao lascamento, observaram que ocorreram quando a temperatura no centro do corpo-de-prova (cilíndricos de 100 mm x 200 mm) atingiu temperaturas entre 200°C e 325°C, temperaturas atingidas em menos de 15 minutos de ensaio. Em relação a sílica ativa, esta não teve influência significativa no lascamento.

Kodur (2003) realizou ensaios com pilares de concreto (de seção quadrada – 305 mm x 305 mm; e comprimento igual a 3810 mm) de resistência usual (34 MPa) e de alta resistência (110 MPa), para avaliar a influência da densidade dos mesmos no elemento estrutural. Os pilares foram aquecidos em forno que simula, o mais próximo possível, a Curva Padrão de temperatura versus tempo da ASTM E119: 2000 (Figura 5.7).

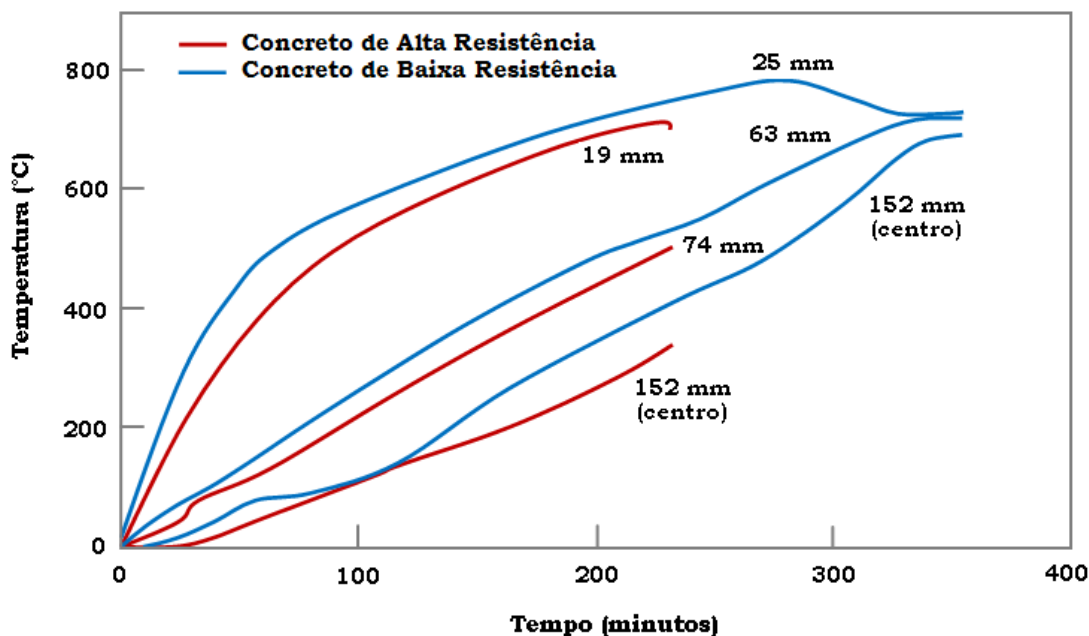


Figura 5.7 – Distribuição de temperatura para diferentes profundidades nos concretos de baixa e alta resistência (adap. de KODUR, 2003).

Como pode ser observado, as temperaturas nos pilares de concreto de alta resistência são inferiores às temperaturas, correspondentes ao mesmo tempo, nos pilares de concreto de baixa resistência, durante toda a exposição ao fogo. Esta variação pode ser atribuída à variação das propriedades térmicas e mecânicas dos dois concreto e à densidade mais elevada do concreto de alta resistência.

Com base nas observações visuais, enquanto não havia nenhum lascamento no pilar de baixa resistência, o pilar de concreto de alta resistência já apresentava lascamento de canto. Nos testes realizados, o momento que ocorre o lascamento é definido como a resistência ao fogo do pilar. O tempo de resistência ao fogo do pilar de concreto de resistência usual foi 366 minutos e para o pilar de concreto de alta resistência foi 225 minutos (Figura 5.8).

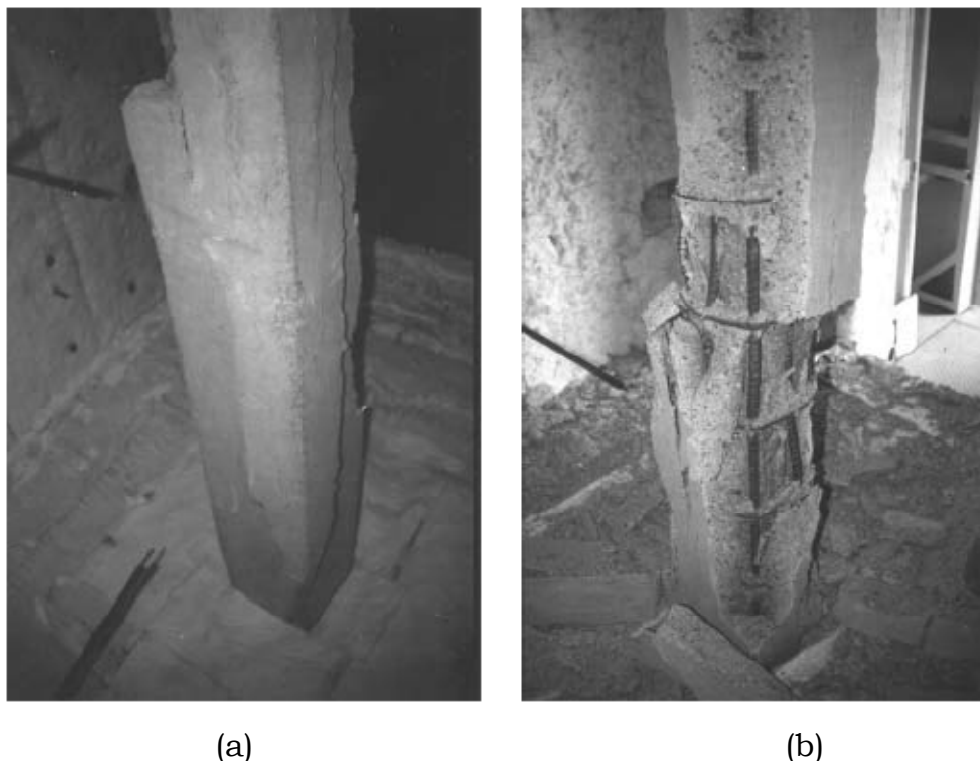


Figura 5.8 – Comparação do efeito do lascamento nos pilares de concreto após aquecimento; (a) resistência usual e (b) alta resistência (KODUR, 2003).

Ali et. al. (2004) realizaram com pilaretes de concreto de resistência usual e de alta resistência, todos de seção quadrada de 127 mm x 127 mm e, comprimento igual a 1800 mm, para classificar o dano causado pelo aquecimento. A taxa de aquecimento foi a mesma para todos os ensaios e seguiu a Curva Padrão da BS 476-20: 1987.

Para avaliar a severidade do lascamento explosivo, três classificações para os danos foram definidas:

- **Menor lascamento:** lascamento explosivo na superfície do concreto, sem atingir a armadura;
- **Lascamento principal:** lascamento atinge a armadura, deixando – a exposta;
- **Lascamento severo:** lascamento atinge profundidades após a armadura, provocando elevada energia explosiva.

Em função das classificações determinou-se através da Equação 5.1 a severidade do lascamento explosivo:

$$GL = \frac{M_L}{M_C} \quad (5.1)$$

As variáveis são:

GL - Grau de Lascamento explosivo;

M_L – Massa de concreto perdida devido ao lascamento explosivo;

M_C - Massa de concreto inicial.

A Tabela 5.1 mostra a análise dos resultados obtidos em função dos parâmetros adotados.

Tabela 5.1 – Resultados do grau de lascamento em função da severidade e das classes propostas (adap. de ALI et al., 2004).

REF	Concreto de Resistência Normal			Concreto de Alta Resistência		
	Tipo de Lascamento Explosivo	Grau de Lascamento Explosivo	Tempo de Exposição (minutos)	Tipo de Lascamento Explosivo	Grau de Lascamento Explosivo	Tempo de Exposição (minutos)
1	Menor	16%	55	Severo	39%	31
2	Severo	34%	37	Menor	11%	–
3	–	–	57	Severo	26%	37
4	Severo	27%	37	Menor	1%	44
5	–	–	45	Menor	1%	38
6	Principal	18%	45	Menor	2%	43
7	Severo	35%	30	–	–	38
8	Principal	29%	36	Principal	4%	44
9	Menor	5%	52	–	–	40

Han et al. (2005) avaliaram a performance do concreto de alta resistência com diferentes quantidades de fibras de polipropileno adicionadas, porém protegeu, lateralmente, parte dos corpos-de-prova de dimensões iguais a 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura ensaiando cinco grupos de três amostras para cada mistura, identificando-as por A, B e C.

Para o primeiro grupo, o chamado de controle, não houve adição de fibras e nem proteção lateral. O segundo e terceiro grupo foram protegidos com a tela metálica tipo 1 e tipo 2, respectivamente. No quarto grupo foi aplicada a tela de fibra de vidro e no quinto grupo a tela de fibra de carbono.

Após o aquecimento pela Curva Padrão da ISO 834:1999, o lascamento foi visualmente quantificado e a perda de massa foi determinada, antes e após o ensaio. O concreto confinado pelas telas apresentou aumento de resistência à compressão, quando comparado com o de controle (sem confinamento lateral).

A ocorrência ou não do lascamento, em função das quantidades de fibra de polipropileno adicionada e, em função do material para o confinamento é apresentada na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de lascamento de concreto com fibras de polipropileno após exposição a altas temperaturas (adap. de HAN *et al.*, 2005).

Relação Água/ aglomerante	Fibra de PP (%)	Concreto não confinado			Material para confinamento lateral											
					Tela metálica1			Tela metálica2			Fibra de Vidro			Fibra de Carbono		
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
0,30	0,00	x	x	x	Δ	x	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	x	x	x	x	Δ
	0,05	0	0	0	Δ	0	Δ	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,00	x	x	x	Δ	Δ	Δ	0	Δ	Δ	x	x	x	x	x	x
	0,05	0	0	0	0	Δ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

x = lascamento explosivo; Δ = lascamento de superfície; 0 = sem lascamento

Com os dados apresentados verificou-se que a adição de fibras de polipropileno reduz a ocorrência do lascamento, inclusive alterando sua classificação, de severo (explosivo) para de superfície, dependendo da quantidade adicionada. Para uma quantidade maior de fibras não foi observado nenhum tipo de lascamento (Figura 5.9).

O concreto confinado pela tela de metal e com maior adição de fibras de polipropileno não apresentou lascamento. Para as misturas sem adição de fibras, todas as amostras apresentaram algum tipo de lascamento, independente do material para confinamento utilizado. Porém, verifica-se que em relação ao aquecimento, somente, a tela de fibra de carbono tem desempenho inferior as demais.

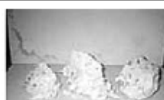
Relação água/ aglomerante	Fibra de PP (%)	Concreto sem confinamento	Material para confinamento lateral											
			Tela Metal 1			Tela Metal 2			Fibra Vidro			Fibra Carbono		
			A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
0,30	0,00													
	0,05													
	0,10													
0,40	0,00													
	0,05													
	0,10													

Figura 5.9 – Tipos de lascamento nas amostras após o ensaio de resistência ao fogo (HAN et al., 2005).

Segundo Mehta & Monteiro (2008) um concreto de alta resistência apresenta comportamento diferente quando exposto a altas temperaturas, se comparado com um concreto de resistência normal. A principal diferença está na perda de resistência e a maior tendência ao lascamento, sendo que são influenciados por diversos fatores que devem ser considerados, como taxa de aquecimento e mineralogia dos agregados.

Zeiml, Larckner & Mang (2008) são alguns dos pesquisadores que avaliam o efeito do lascamento explosivo em concretos de revestimento para túneis. Nesta pesquisa eles observaram o lascamento explosivo, gravando o fenômeno com uma câmera de alta velocidade. Através das imagens foi possível determinar o tamanho, a forma e a velocidade dos fragmentos de concreto.

Para os estudos, os pesquisadores prepararam lajes de concreto com dimensões iguais a 600 mm de comprimento por 500 mm de altura e 120 mm de largura, de concreto de 37 MPa e relação água/cimento igual a 0,55 e outro concreto de 75 MPa e relação água/cimento igual a 0,35.

Ao todo foram ensaiadas 60 amostras, uma parte no aquecimento da Curva Padrão da ISO 834:1999 e outra parte no aquecimento da Curva “H” – hidrocarboneto.

Os resultados mostram que o concreto de alta resistência apresenta maior dano provocado pelo lascamento. O tamanho dos fragmentos variou de 5 mm a 20 mm, conclui-se que este é inversamente proporcional à velocidade do lascamento, isto é, quanto maior o tamanho do fragmento, menor a velocidade com se solta do elemento aquecido.

A Figura 5.10 mostra o lascamento observado para uma laje preparada com concreto de alta resistência e sem adição de fibras de polipropileno. O momento em que ocorre o primeiro lascamento foi gravado. Com o instante e a distância atingida pelo fragmento, determinou-se a velocidade. Para este ensaio, a velocidade determinada do lascamento foi igual a $v_p = 12 \text{ m/s}$.

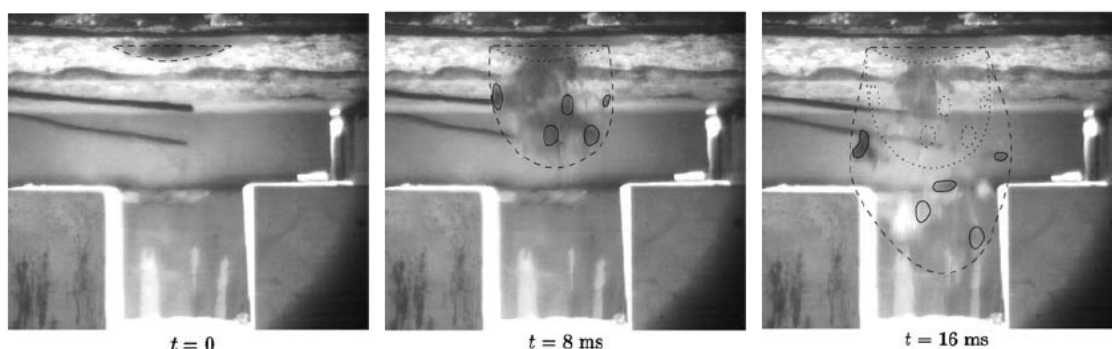


Figura 5.10 – Imagens do lascamento explosivo da laje de concreto de alta resistência (75 MPa), sem adição de fibras com os fragmentos de concreto em diferentes tempos. (ZEIML, LARCKNER & MANG, 2008).

A Figura 5.11 mostra o ensaio realizado para uma laje preparada com concreto de resistência de 37 MPa e sem adição de fibras de polipropileno. Neste ensaio, o tempo para ocorrer o lascamento foi maior; no entanto, o tamanho dos fragmentos aumentou e a velocidade diminuiu ($v_p = 6 \text{ m/s}$).

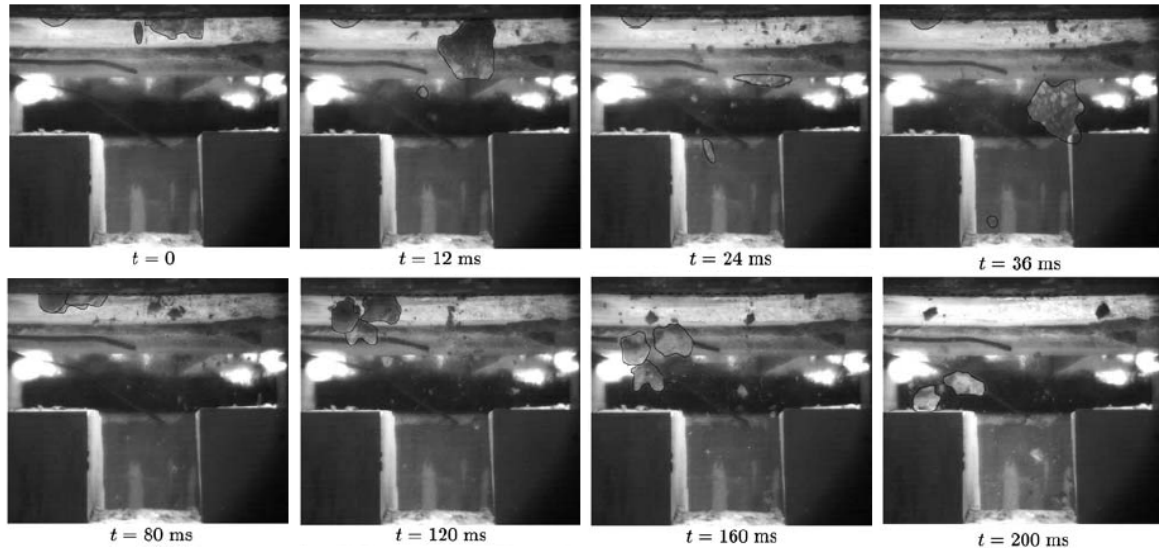


Figura 5.11 – Imagens do lascamento explosivo da laje de concreto de resistência normal (37 MPa), sem adição de fibras com os fragmentos de concreto em diferentes tempos (ZEIML, LARCKNER & MANG, 2008).

5.2.7. Seções Transversais Menores

As propriedades do concreto estão sendo constantemente aperfeiçoadas e o aumento da resistência está permitindo a construção de elementos estruturais mais esbeltos. Este fato é responsável pela diminuição de massa e volume do elemento estrutural, o que vai implicar na alteração do fator de massividade.

Esta alteração é responsável pelos efeitos danosos de um incêndio. Por exemplo, para uma laje (alto fator de massividade) as deformações verticais são freqüentemente observadas em casos de incêndio e o efeito do lascamento explosivo se torna mais crítico nestes elementos (elementos de pequena

espessura). Isso ocorre pelo fato do calor ser transferido mais rapidamente para o interior dos elementos de concreto, ocasionando perda de resistência e rigidez.

5.2.8. Elementos Estruturais com Elevadas Concentrações de Armadura

As elevadas concentrações de armadura podem antecipar o efeito do lascamento nos elementos estruturais. Os ensaios feitos por Aldea et *al.* (1997) e Franssen (2000) mostraram que os pilares com armadura principal de grandes diâmetros estão mais sujeitos aos lascamentos do que aqueles com barras de diâmetros menores.

Isto foi observado tanto para os pilares preparados com concretos com resistência usual, como para os pilares moldados com concreto de resistência elevada, onde os lascamentos começam a acontecer nos cantos vivos ao longo do comprimento. As armaduras se aquecem nos locais onde foram iniciados os lascamentos e a flambagem das barras da armadura principal fica mais evidente.

5.2.9. Nível de Carregamento dos Elementos Estruturais Comprimidos

Segundo demonstram alguns ensaios e evidências observadas em incêndio reais, o lascamento parece ser crítico nas áreas em que a seção transversal de concreto é mais comprimida, tais como pilares e regiões de momentos negativos em lajes e vigas (PURKISS, 1996).

Nos elementos estruturais comprimidos, a esbeltez tem um papel muito importante na eventualidade do lascamento e o aumento do carregamento do pilar reduz consideravelmente a resistência ao fogo. Essas podem ser as causas

do aparecimento de lascamentos instantâneos no ensaio de pilares circulares de concreto armado, pois os pilares de seção circular apresentam normalmente uma resistência satisfatória em incêndios (DOTREPPE et *al.*,2001).

O Eurocode 2 (2001) considera, dentre outros, os parâmetros de esbeltez e nível de compressão do carregamento aplicado, no dimensionamento de pilares em incêndio, para um tempo de resistência requerido.

Outro fator a ser considerado é a influência do pré-carregamento axial no lascamento explosivo. Dois efeitos opostos, de um lado o pré-carregamento axial aumenta os esforços axiais e transversais, por outro lado causa a micro fissuração, o que reduz o valor da pressão dos poros.

Os efeitos da contradição dos dois mecanismos podem ser encontrados nos dados experimentais publicados por Sullivan (2004), no qual relata que o pré-carregamento axial diminui a possibilidade de lascamento explosivo, mas Connolly (1997) e Anderberg (1997) dizem que o pré-carregamento aumenta o lascamento explosivo. No entanto, Ali et *al.* (2001) afirma que não há influência.

Bostro, Wickström & Adl-Zarrabi (2006) avaliaram o efeito do carregamento e da dimensão das amostras na influência do lascamento explosivo do concreto exposto a altas temperaturas. Para o aquecimento utilizou um forno elétrico que eleva a temperatura em função do tempo, seguindo a Curva Padrão ISO 834:1975.

Para os testes, foram utilizadas quatro misturas de concreto, com diferentes relações água/cimento, apresentando no dia do ensaio concretos de resistências de 37 MPa, 58 MPa, 60 MPa e 78 MPa. Sendo que duas misturas foram baseadas em concretos aplicados em revestimentos de túneis (com $a/c = 0,38$ e fibras de polipropileno).

Nos ensaios os pesquisadores trabalharam com dimensões de lajes de 1800 x 1200 (mm²) e 450 x 360 (mm²). Os resultados mostraram que a probabilidade de ocorrer lascamentos aumentou devido ao carregamento aplicado. O lascamento nas bordas das amostras foi menor do que os ocorridos na parte central da amostra aquecida (Figura 5.12).

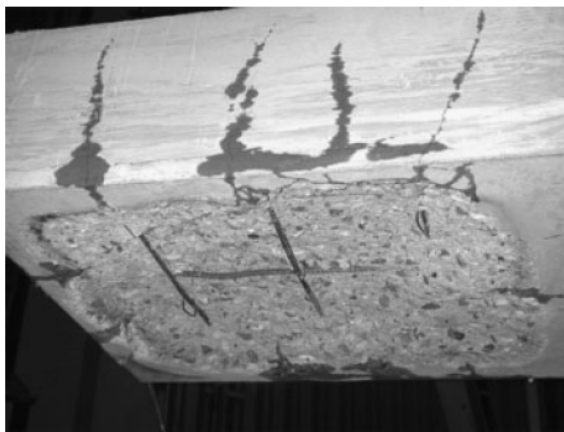


Figura 5.12 – Lascamento ocorrido na área central da laje ensaiada (BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006).

Notou – se, também, que não ocorreu lascamento em algumas amostras, o que levou os pesquisadores a concluir que a migração da água e vapor para fora da superfície não exposta aliviou a pressão interna (Figura 5.13).



Figura 5.13 – Aumento de fissuras ajuda a saída de água e vapor do interior da amostra (BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006).

Após os ensaios, verificou – se o dano causado pelo lascamento, utilizando-se dois parâmetros, o primeiro em função da perda de massa e o segundo em função da profundidade do lascamento (Equação 5.2).

$$MP = \left\{ 1 - \frac{m_f}{m_i \cdot \left[1 - \left(\frac{u}{1+u} \right) \right] - m_{fibras}} \right\} \cdot 100 \% \quad (5.2)$$

As variáveis são:

MP - Perda de Massa (%);

m_f – massa da amostra após aquecimento (g);

m_i – massa da amostra antes do aquecimento (g);

m_{fibras} – massa de fibras de polipropileno adicionadas;

u – umidade inicial.

As Tabelas 5.3 e 5.4, respectivamente para concreto usual e concreto para revestimento de túneis, apresentam os resultados obtidos em função da profundidade do lascamento e da perda de massa. Foram consideradas, também, a quantidade de fibra adicionada e a intensidade do carregamento aplicado.

Os ensaios mostraram que o lascamento foi maior nas lajes de dimensão menor, principalmente em decorrência da aplicação de carregamento, conseqüentemente, a perda de massa.

Em relação ao uso de fibras de polipropileno verificou-se que houve redução significativa dos níveis de lascamento, tanto para a profundidade quanto para a perda de massa, das misturas de revestimento para túneis, com igual relação água/cimento.

Tabela 5.3 – Efeito do fogo na profundidade do lascamento e perda de massa de concretos com diferentes relações a/c e dimensões de lajes (adap. de BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006).

Dimensão das lajes: 1800 x 1200 (mm ²)					
Relação a/c	Fibras (kg/m ³)	Carregamento (MPa)	Profundidade do lascamento		Massa Perdida (%)
			Média (mm)	Máxima (mm)	
0.30	0	8.8	45	65	15.8
0.40	0	8.8	45	67	18.7
0.55	0	8.8	48	68	15.3
Dimensão das lajes: 600 x 500 (mm ²)					
0.30	0	2.5	37	51	32.1
0.40	1	2.5	0	0	0.1
0.55	0	2.5	57	113	16.6

Tabela 5.4 – Efeito do fogo na profundidade do lascamento e perda de massa de concreto para revestimento de túneis e dimensões de lajes diferentes (adap. de BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006).

Dimensão das lajes: 1800 x 1200 (mm ²)					
Relação a/c	Fibras (kg/m ³)	Carregamento (MPa)	Profundidade do lascamento		Massa Perdida (%)
			Média (mm)	Máxima (mm)	
0.38	2	2.1	23	37	4.0
0.38	0	2.1	127	227	1.9
Dimensão das lajes: 600 x 500 (mm ²)					
0.38	2	2.5	0	0	2.3
0.38	0	2.5	18	35	12.5

Arioz (2009) preparou um concreto com cimento portland e agregado calcáreo, moldando corpos-de-prova com dimensões de 100 mm x 150 mm x 200 mm, curados por 28 dias em água e secos em laboratório por 7 dias e, a temperatura de 105°C por mais 7 dias para então aquecê-los.

A taxa de aquecimento foi igual a $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$, para temperaturas de exposição entre 200°C e 1200°C . A resistência a compressão obtida foi 76 MPa. Os ensaios foram realizados sob carregamento de 40% da resistência à compressão obtida.

No estudo o pesquisador verificou que até a temperatura de 400°C não houve alteração na superfície do concreto. Somente a partir de 600°C surgiram as primeiras fissuras e o lascamento só ocorreu a com maior intensidade a partir de 800°C (Figura 5.14).

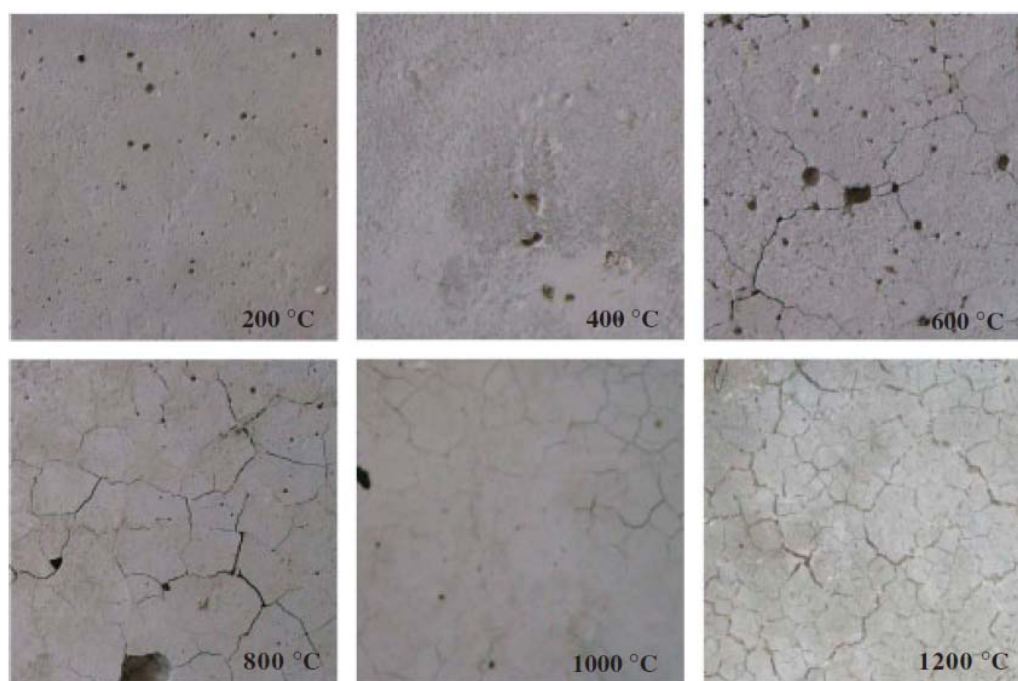


Figura 5.14 – Textura da superfície do concreto exposto a altas temperaturas (ARIOZ, 2009).

Além da decomposição do concreto em temperaturas acima de 1000°C , o pesquisador observou que o lascamento ocorre acima de 600°C , porém este fenômeno é influenciado pela presença de carregamento durante o aquecimento do concreto. A partir de 800°C ocorreu expansão do agregado calcáreo e acima de 1000°C o concreto começou a se decompor (Figura 5.15).

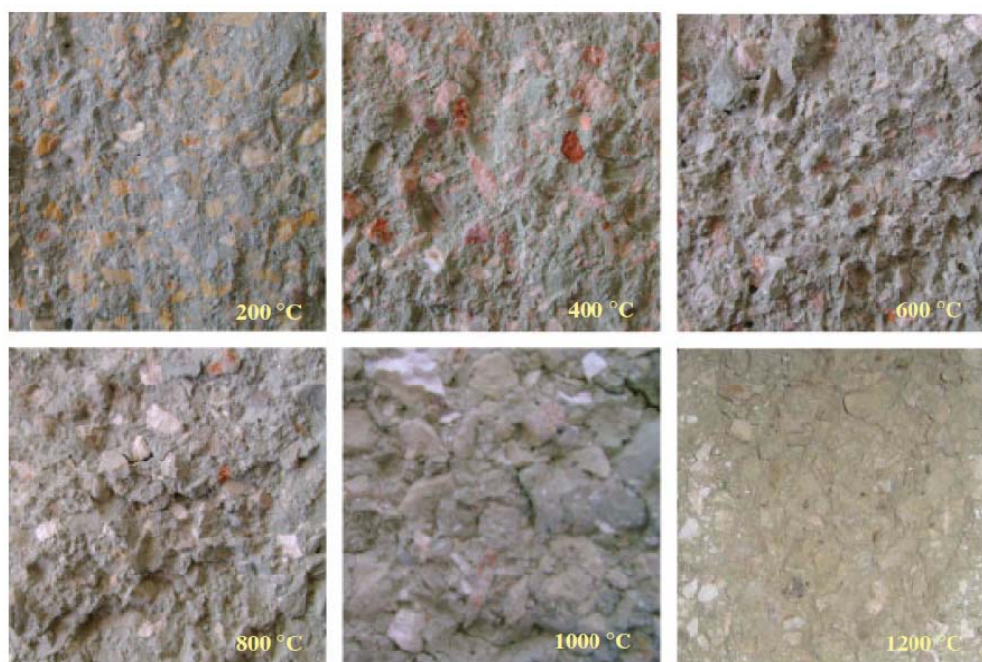


Figura 5.15 – Degradação superficial do concreto exposto a altas temperaturas (ARIOZ, 2009).

5.2.10. Tensões Térmicas combinada a Pressão de Poros

As tensões térmicas surgem dentro da massa de concreto induzidas por gradientes de temperatura e de dilatação térmica. Os gradientes térmicos e de deformação conduzem ao outro processo térmico interno desenvolvido na microestrutura do concreto, descrito como processo termo-mecânico.

As tensões térmicas de tração aparecem quando as tensões térmicas de compressão são desenvolvidas na microestrutura da face aquecida da peça de concreto e se propagam pela macroestrutura, confluindo para os cantos vivos da peça (ANDERBERG, 1997).

Essas tensões podem assumir valores magnitudes que o material é incapaz de resistir. Por exemplo, enquanto a resistência à tração de um concreto de 50 MPa (alta resistência) é da ordem de 5 MPa, aos 300 °C as

tensões térmicas podem ser de 8 MPa e, a 350°C, 17 MPa (KÜTZING, 1999). Cabe ressaltar que acima dos 100°C o concreto sofre uma perda progressiva de resistência, aumentando ainda mais a distância entre o esforço solicitante e o esforço resistente do material.

As tensões térmicas podem atuar sozinhas ou superpostas à pressão de vapor na rede de poros do concreto, causando o lascamento. Normalmente, ocorre a ação combinada dos gradientes de pressão (pressão de vapor nos poros) e dos gradientes térmicos (tensões térmicas); (BUCHANAN, 2003); TENCHEV & PURKISS, 2001), conforme ilustra a Figura 5.16.

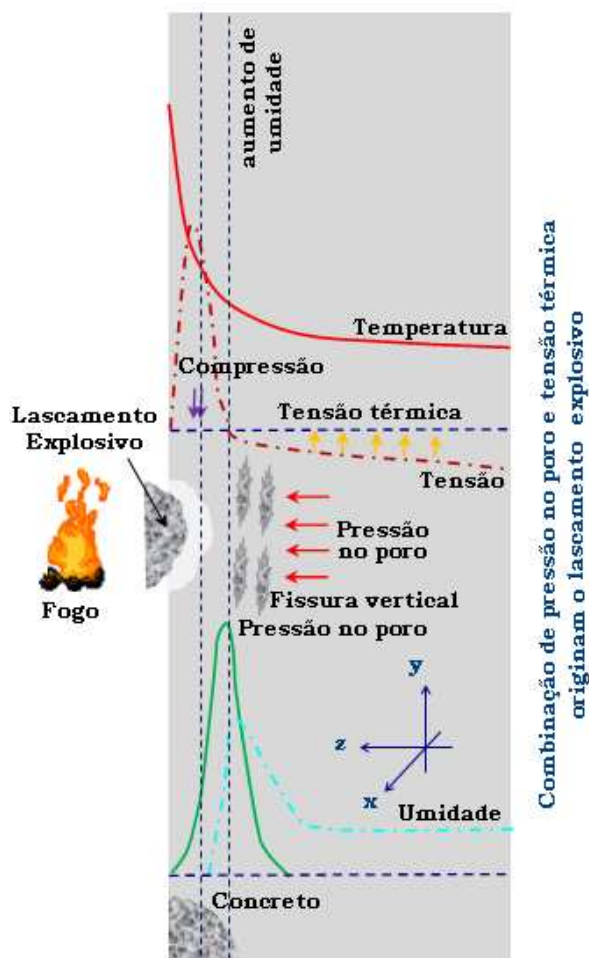


Figura 5.16 – Diagrama esquemático do lascamento explosivo influenciado pela pressão nos poros e por tensões térmicas (adap. de KHOURY, 2008).

Segundo Kalifa et *al.* (2000), os gradientes de dilatação térmica são decorrentes das diversas transformações nas diversas fases da matriz de concreto, as quais promovem deformações diferenciais na microestrutura do concreto: enquanto os agregados se dilatam com o aumento da temperatura até as suas transformações químicas, a pasta de cimento se contrai em virtude da perda d'água livre (secagem) e quimicamente combinada (desidratação). Conseqüentemente, aparecem tensões térmicas perpendiculares à superfície de concreto que está sendo aquecida.

O concreto tem sua resistência reduzida aos 100°C, quando surgem as primeiras fissuras devido a contração da própria pasta. A pasta começa a perder a estabilidade entre 100°C e 200°C por causa da evaporação da água contida no sistema de poros (COSTA, FIGUEIREDO & SILVA, 2002). Contudo, considera-se a desestruturação efetiva da pasta de cimento a partir dos 180°C (KALIFA et *al.*, 2000).

Buchanan (2003) preparou corpos-de-prova com dimensões de 600 x 600 x 20 mm, mas o aquecimento só foi feito na região central da placa, uma área de aproximadamente 200 x 200 mm (Figura 5.17).

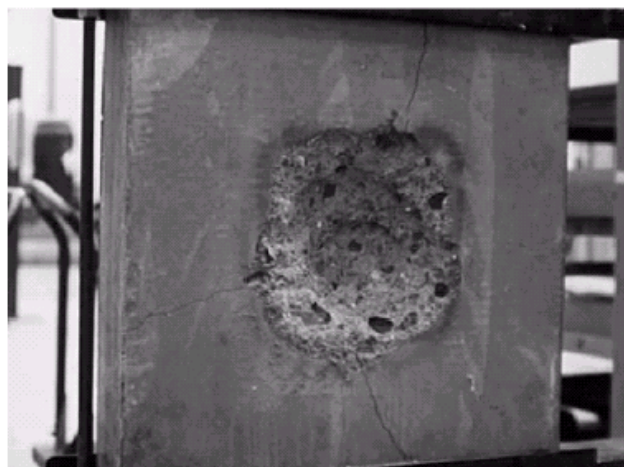


Figura 5.17 - Efeito do “spalling” em placas de concreto e as trincas originadas pelas tensões térmicas desenvolvidas pelo o aumento da temperatura (BUCHANAN, 2003).

O objetivo deste ensaio foi visualizar quanto a área não exposta ao aquecimento poderia resistir à expansão térmica da área aquecida. A área central da amostra foi aquecida rapidamente por um forno que mantém a temperatura constante. Todas as amostras ensaiadas de concreto sofreram o efeito do lascamento explosivo aos 20 minutos de aquecimento e este efeito só foi atenuado quando as tensões de origem térmica foram aliviadas pelo surgimento das trincas.

Em temperaturas elevadas (em torno de 700°C) o lascamento explosivo foi observado depois de 5 minutos. Estes resultados já tinham sido constatados em 1984 por Hertz quando amostras preparadas com concretos densos foram ensaiadas e o efeito do lascamento explosivo começou a ser observado em temperaturas de 350°C. Para as amostras preparadas com concretos reforçados com fibras, este efeito pôde ser adiado até temperaturas próximas à 450°C.

Com o intuito de verificar o efeito das tensões de origem térmica em paredes não carregadas e com extremidades livres, Hertz (2003) preparou 4 amostras com dimensões de 1200 mm de comprimento e 1200 mm de altura e espessura de 300 mm. Todas as amostras foram colocadas no forno e os dois lados opostos ficaram expostos ao ensaio padrão de incêndio.

Para os ensaios feitos em amostras de concreto preparados com sílica ativa com dimensões menores, houve um impedimento da expansão térmica da amostra e conseqüentemente o aparecimento do lascamento explosivo. Todas as amostras apresentaram grandes trincas depois da exposição ao fogo no centro e nas laterais da parede. As fissuras apareceram em uma espessura de 30 mm da face exposta ao fogo.

5.2.11. Restrição Térmica

Em função disto, Hertz & Sorensen (2005) desenvolveram um método de ensaio para verificar lascamento do concreto aquecido em forno de laboratório.

Para isso a primeira preocupação foi adotar corpos-de-prova de dimensão usualmente testados em laboratório. Adotaram então corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro igual a 150 mm e altura igual a 300 mm.

O corpo-de-prova de concreto é colocado em um cilindro de aço de espessura igual a 50 mm, composto de duas partes parafusadas. Para que a distribuição de pressão fosse uniforme, colocaram entre o corpo-de-prova e o cilindro de aço, neoprene. O confinamento provocado pelo cilindro de aço impede as tensões térmicas na superfície exposta ao fogo (Figura 5.18).

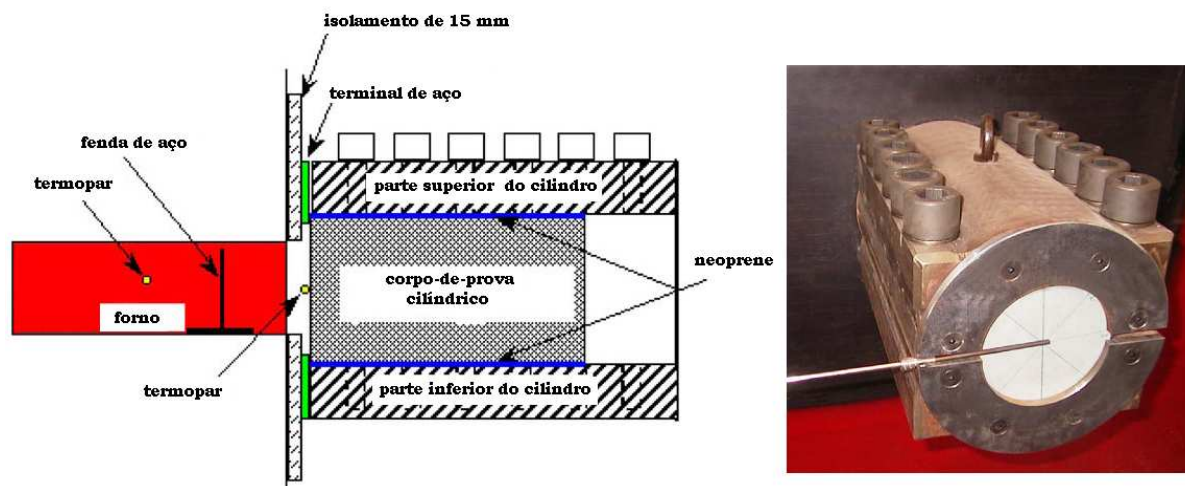


Figura 5.18 - Cilindro de aço com terminal para o corpo-de-prova ter uma face exposta ao calor do forno (HERTZ & SORENSEN, 2005).

Uma das extremidades do corpo-de-prova é exposta à temperatura de 1000°C, resultando em uma temperatura de 800°C na superfície, após 20 minutos de aquecimento. Somente uma superfície de 100 mm de diâmetro é exposta, devido ao cilindro de aço.

Os corpos-de-prova foram expostos à temperatura máxima por uma hora. O tempo de ocorrência do lascamento era acompanhado pelo som causado e, assim era determinado. Após a exposição, a área com lascamento foi

medida e o material desprendido pesado, para que fosse determinada a massa perdida (Figura 5.19).



Figura 5.19 - Corpos-de-prova de concreto aquecidos pelo método proposto (HERTZ & SORENSEN, 2005).

Zhao & Sanjayan (2009) adaptaram o método de Hertz & Sorensen (2005), anteriormente descrito, para a pesquisa por eles realizada. O aquecimento rápido foi realizado em forno elétrico em corpos-de-prova de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, confinados lateralmente para simular elementos estruturais, e uma das superfícies foi exposta à temperatura máxima foi 1000°C.

No forno elétrico, tipo mufla (Figura 5.20a), foram feitas duas aberturas, uma lateral e uma na parte superior para que a posição, horizontal e vertical dos corpos-de-prova confinados (Figura 5.20b), durante o aquecimento, fosse avaliada em relação à possível influência no lascamento explosivo.

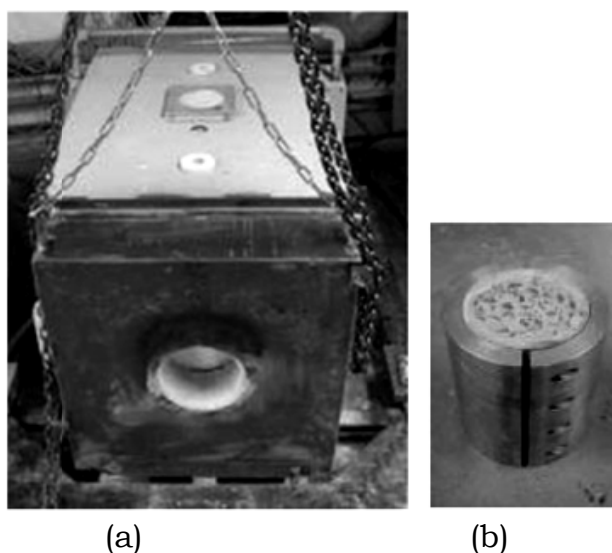


Figura 5.20 – (a) Forno elétrico tipo mufla, com duas aberturas, horizontal na parte frontal e vertical no topo; (b) confinamento do corpo-de-prova feito com anel de aço (ZHAO & SANJAYAN, 2009).

As misturas de concreto apresentaram, aos 28 dias, resistências iguais a 40 MPa, 60 MPa, 80 MPa e 100 MPa. Outros corpos-de-prova de dimensão igual a 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura foram aquecidos em um forno a gás. Para cada mistura de concreto foram ensaiados três corpos-de-prova.

O confinamento lateral com o anel de aço permitiu que o esforço térmico também fosse restringido e para que a superfície aquecida pudesse ser considerada como parte de uma estrutura, na posição horizontal, como uma parede e na posição vertical como uma laje.

A taxa de aquecimento e a posição do corpo-de-prova, segundo os pesquisadores, é um dos fatores mais críticos de influência no lascamento do concreto. As Figuras 5.21a e 5.21b mostram as curvas de aquecimento para os ensaios realizados na posição horizontal e vertical, respectivamente.

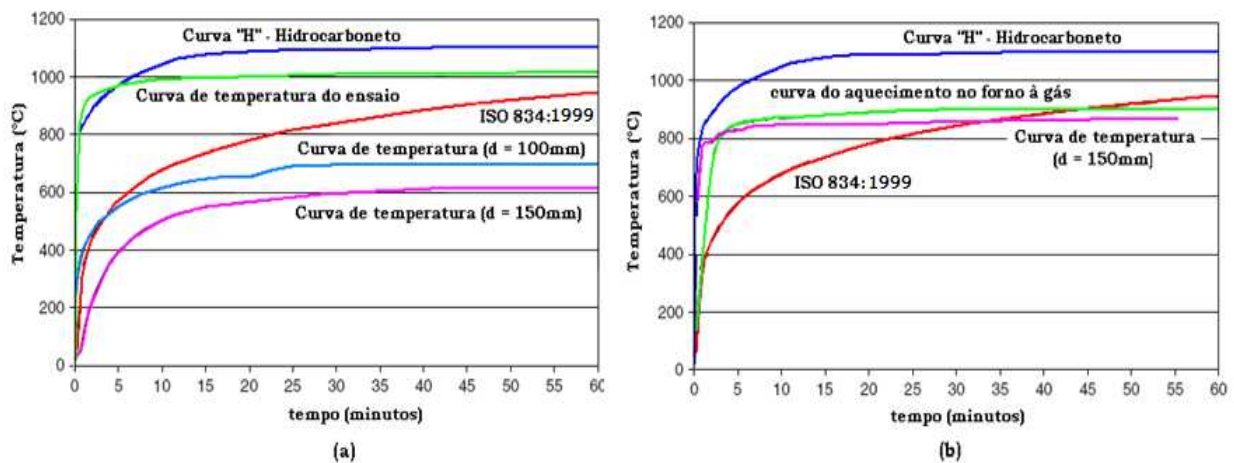


Figura 5.21 – Temperaturas dos corpos-de-prova aquecidos nas duas posições do forno: (a) posição horizontal e (b) posição vertical (adap. de ZHAO & SANJAYAN, 2009)

Na posição vertical a maioria dos corpos-de-prova, de resistências igual a 80 MPa e 100 MPa apresentaram algum tipo de lascamento, tanto para o aquecimento em forno elétrico quanto para o feito em forno à gás. Os concretos de 40 MPa e 60 MPa não apresentaram lascamentos severos, somente algum desprendimento superficial e fissuras (Figura 5.22).

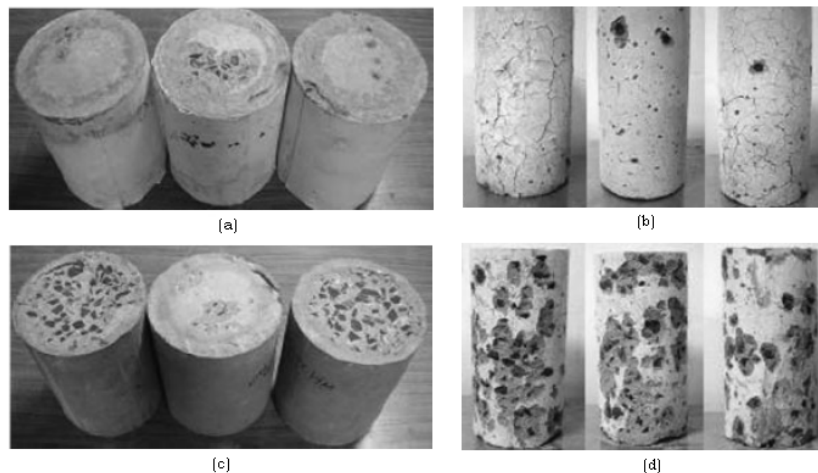


Figura 5.22 - Lascamentos nos corpos-de-prova ensaiados na posição vertical: (a) concreto 60 MPa – forno elétrico; (b) 60 MPa – forno à gás; (c) 80 MPa – forno elétrico e (d) 80 MPa – forno à gás (ZHAO & SANJAYAN, 2009).

A mistura de concreto de resistência igual a 100 MPa foi a que apresentou lascamentos mais severos, também aquecidos na posição vertical em forno elétrico e à gás (Figura 5.23).

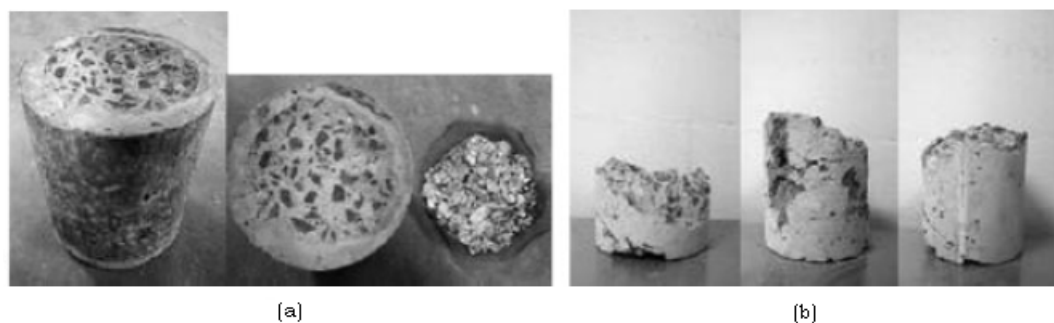


Figura 5.23 - Aquecimento dos corpos-de-prova de concreto de resistência igual a 100 MPa: (a) forno elétrico e (b) forno à gás (ZHAO & SANJAYAN, 2009).

Para os ensaios realizados na posição horizontal, não ocorreu nenhum tipo de lascamento, em nenhuma das misturas. Segundo os pesquisadores, não houve aumento da taxa de elevação de temperatura como observado na Curva Padrão, porque não foi transferido calor suficiente para a superfície dos corpos-de-prova. No entanto, pelo método vertical a temperatura é elevada acima da Curva Padrão, o que pode ter influenciado a ocorrência dos lascamentos.

5.3. CLASSIFICAÇÃO DO LASCAMENTO

A quantificação do lascamento ainda é difícil de ser realizada. Das diversas pesquisas experimentais apresentadas, algumas a fazem em função da perda de massa que o elemento apresenta após ser exposto. Porém, alguns pesquisadores classificam o lascamento em função da severidade do dano e local onde ocorre.

Hertz (2003), Khoury (2003), Schneider (2002) e Kalifa (2000) em suas pesquisas classificaram o lascamento do concreto submetido a altas temperaturas em três diferentes tipos em função do local onde ocorrem:

- **Lascamento do agregado:** rachadura, quebra do agregado;
- **Lascamento de canto:** destacamento de cantos de pilares ou vigas;
- **Lascamento de superfície:** camadas superficiais são destacadas do elemento estrutural.

E afirmaram, também, que o lascamento depende da origem e pode ser classificado em:

- **Lascamento progressivo:** quando fragmentos de concreto destacam – se do elemento de concreto sem causar dano severo;
- **Lascamento explosivo:** quando ocorre rompimento violento de fragmentos de concreto;

Beneš (2006) descreveu o lascamento térmico do concreto exposto a altas temperaturas, em função de causas físicas que provocam o lascamento térmico, apresentando seus estudos baseados em duas hipóteses:

- **Hipótese de Anderberg:** é baseada na baixa permeabilidade do concreto. As condições de “drenagem” na superfície aquecida e a baixa permeabilidade do concreto geram elevados gradientes de pressão. A pressão nos poros é considerada grande fator de influência e que provoca o lascamento devido ao rápido aquecimento;
- **Hipótese de Bažant:** considera que os lascamentos térmicos se restringem à superfície aquecida e que a pressão no poro desempenha um papel secundário no fenômeno.

Os tipos de lascamento são por Beneš (2006) classificados como:

- **Lascamento explosivo:** ocorre durante a parte inicial de fogo, geralmente dentro dos primeiros 30 minutos e é caracterizado por fragmentos grandes ou pequenos de concreto que são violentamente expulsos da superfície;
- **Lascamento de superfície:** associada à remoção do material da superfície local, incluindo cavidades e bolhas. Isso ocorre quando pedaços pequenos, de até 20 milímetros, desprendem da superfície de um elemento de concreto durante exposição a um incêndio ou teste de fogo;
- **Lascamento de agregados:** esse tipo é causado pela expansão térmica do agregado e conseqüente ruptura dos agregados próximos à superfície, ocasionado por mudanças físicas e químicas do próprio agregado quando submetido à elevada temperatura;
- **Separação de canto:** ocorre durante o aquecimento o desenvolvimento de fissuras ao longo das bordas e cantos provocam o desprendimento dos mesmos.

Porém, deve-se salientar que os tipos de lascamento classificados são influenciados pela taxa de aquecimento, a umidade, a porosidade, o tipo de agregado empregado na preparação do concreto e a altas concentrações de armadura presentes no elemento estrutural, portanto, deverão ser considerados nos estudos sobre o tema.

5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em alguns casos os lascamentos podem ser conseqüência da natureza mineralógica dos agregados. Mas podem, também, serem relacionados ao

comportamento da pasta de cimento (BUCHANAN, 2001; TENCHEV & PURKISS, 2001).

Outros fatores de grande influência são a pressão de vapor, esforços térmicos internos e esforços causados por mudanças de fase ou expansão dos agregados, que está relacionada a mineralogia do mesmo. Geralmente, esses três fatores estão presentes quando o concreto é exposto ao fogo (BOSTRÖM & LARSEN, 2006).

O lascamento é definido na maioria das pesquisas como perda do material parcial e às vezes violenta, com grande liberação de energia, formando cavidades nos primeiros minutos de aquecimento (SANJAYAN & STOCKS, 1993).

Em função dos vários fatores apresentados nas diversas pesquisas citadas e, considerando-se as condições do laboratório no qual foram realizados os experimentos, foram considerados os seguintes parâmetros de influência:

- **Taxa de Aquecimento:** A taxa de aquecimento utilizada nos ensaios foi a da ISO 834:1975, com valor de 107°C/minuto, nos primeiros minutos de exposição. Taxa mais elevada induz a gradientes térmicos maiores, devido à baixa condutividade térmica do concreto, pois ocorre grande diferença de temperatura entre a superfície aquecida e o interior mais frio (PHAN et al, 2001);
- **Densidade:** As misturas de concreto apresentaram diferentes relações água/cimento para que fossem avaliadas diferentes resistências e densidades. O concreto mais poroso tem seus poros preenchidos por água e ar. Quando aquecido, as propriedades materiais do concreto são alteradas, assim como o transporte de umidade interna. A baixa permeabilidade do concreto de alta resistência funciona como obstrução à umidade interna, impedindo que saia com facilidade (KALIFA et al., 2000);

➤ **Transformações Mineralógicas dos Agregados:** Na pesquisa adotou-se dois agregados para as misturas de concreto, um basalto e um calcáreo, pois a composição dos mesmos governa a dilatação térmica entre a pasta de cimento e os agregados, e conseqüentemente a resistência do concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008). Enquanto os agregados se dilatam com o aumento da temperatura até suas transformações químicas, a pasta de cimento se contrai devido a perda de água livre e quimicamente combinada (MINAMI et al., 1987);

➤ **Umidade:** Os corpos-de-prova foram secos em estufa por 48 horas, a 100°C para depois serem submetidos ao processo de saturação de uma face. Mesmo os concretos convencionais podem apresentar lascamentos quando os teores de umidade livre são altos (HARMATHY, 1993).

Várias pesquisas apresentadas utilizaram fibras, principalmente, as de polipropileno para reduzir a ocorrência do lascamentos. Como o objetivo desta pesquisa foi observar o lascamento, não foram adicionadas fibras às misturas.

Em função da dificuldade em quantificar o lascamento, concluí-se que é mais viável classificar o mesmo em função da severidade e local onde ocorre (BENEŠ, 2006; HERTZ, 2003; KHOURY, 2003; SCHNEIDER, 2000; KALIFA, 2000).

6. METODOLOGIA DE ENSAIO

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo é apresentada a metodologia experimental utilizada para o desenvolvimento desta pesquisa. As variáveis envolvidas e as constantes adotadas, também estão descritas neste capítulo.

Em função de toda pesquisa realizada no Capítulo 5: *Lascamento Explosivo*, selecionou-se como variáveis intervenientes para análise: a resistência, o agregado e a espessura das amostras.

A metodologia de trabalho para esta pesquisa envolveu a definição de variáveis em análise e procedimentos prévios de caracterização dos materiais. A seguir apresenta-se, resumidamente, as etapas metodológicas para avaliação do lascamento no concreto:

- Definição dos materiais componentes do concreto em avaliação: agregado miúdo, agregado graúdo, cimento, aditivos;
- Definição dos traços: proporção de mistura entre os materiais;
- Ensaios de caracterização dos materiais: granulometria, finura, massa específica, análise petrográfica, análise do cimento;
- Caracterização das misturas de concreto: resistência à compressão axial e diametral, módulo de elasticidade e porosidade;

- Geometria das amostras: para caracterização mecânica e para ensaio de aquecimento;
- Umidade das amostras;
- Tempo de exposição ao aquecimento;
- Equipamentos de laboratório.

6.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE AS VARIÁVEIS E CONSTANTES ADOTADAS NA PESQUISA

6.2.1. Variáveis

Neste trabalho, as variáveis envolvidas foram o tipo de agregado graúdo, agregado miúdo, o teor de água, umidade, a temperatura máxima de exposição e o tempo de exposição à temperatura e a espessura das placas.

- **Agregado Graúdo:** dois agregados foram escolhidos, com o objetivo de verificar sua influência no lascamento explosivo do concreto, um calcário e um basalto. Estes dois tipos foram determinados, em primeiro lugar, por serem de emprego usual em nosso País. Em segundo lugar porque já foram realizados estudos do comportamento destes materiais submetidos à Curva Padrão de incêndio;
- **Relação água/cimento:** optou – se pela variação da quantidade de água por este ser um fator importante no que se refere à resistência mecânica do concreto, obtendo desta forma quatro resistências;
- **Aditivo:** Optou – se por realizar as misturas de concreto utilizando um aditivo polifuncional, redutor de água a 0,5% sobre a massa de cimento, para resistência mecânica aos 28 dias de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa. Para resistência mecânica de 80 MPa, utilizou – se nas misturas aditivo superplastificante para aumentar o slump sem adicionar mais água e consequentemente aumentar a resistência inicial e final;

- **Umidade:** A umidade foi variável, no momento do aquecimento, pois uma face da placa ficou saturada e a outra seca. Isso ocorreu para simular uma situação real, onde o interior de uma edificação está quente e o exterior está úmido, devido à ação do Corpo de Bombeiros para combater o incêndio;
- **Espessura das Placas:** As espessuras adotadas foram 50 mm, 75 mm e 100 mm, com o intuito de verificar a influência das mesmas no comportamento do concreto e a transferência de calor na face não exposta ao incêndio da Curva Padrão, pois segundo Kodur (2003), a espessura interfere no gradiente de temperatura.

6.2.2. Constantes

Como constantes foram adotados o cimento, o tipo de cura, a taxa de aquecimento (Curva Padrão ISO-834:1999), tempo de exposição e temperatura máxima de aquecimento.

- **Cimento:** O cimento foi o mesmo para todas as misturas de concreto. Nesta pesquisa optou – se pela utilização do cimento CP II E 40;
- **Agregado Miúdo:** o agregado miúdo foi o mesmo para as todas as misturas de concreto, com agregado graúdo calcáreo e com basalto, utilizou-se uma areia fina com 90% de quartzo em sua composição;
- **Adição:** para as misturas de concreto de resistência mecânica aos 28 dias, de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa, não foi utilizada adição, no entanto para as misturas de resistência mecânica aos 28 dias de 80 MPa, utilizou – se Silica Ativa;
- **Tipo de Cura:** A cura dos corpos-de-prova foi ao ambiente, dentro do laboratório, pois esta simula as condições de exposição de uma estrutura real;

- **Tempo de Aquecimento:** O tempo de aquecimento foi padronizado em 60 minutos, o que corresponde, na Curva Padrão (ISO 834:1999), a temperatura máxima de, aproximadamente, 925°C;
- **Geometria dos Corpos-de-prova:** A geometria para caracterização da resistência mecânica, compressão axial e compressão diametral, além do módulo de elasticidade, adotou-se corpos-de-prova cilíndricos de dimensão igual a 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, em função de vários trabalhos experimentais a utilizarem.

Estudos anteriores foram realizados por Buchanan (2003) e Kodur & Hoff (2004), com placas de concreto aquecidas, com o mesmo propósito, ou seja, analisar a ocorrência do lascamento explosivo na superfície exposta ao incêndio da Curva Padrão, porém as dimensões das placas estudadas eram maiores, em torno de 600 mm x 600 mm x 20 mm, verificou-se que o lascamento ocorre em áreas menores das placas estudadas

Para verificação da ocorrência do lascamento, optou-se por placas de concreto de dimensão igual a 150 mm de altura, 150 mm de largura e com espessura variável (50 mm, 75 mm e 100 mm) obtidas do corte na seção transversal do prisma, conforme ilustrada pela Figura 6.1.

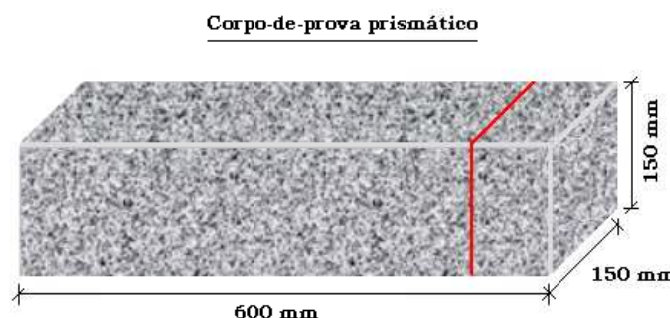


Figura 6.1 – Corpo-de-prova prismático, moldado para corte das placas, simbolizado pela linha vermelha.

As placas foram obtidas do corte de corpos-de-prova prismáticos de dimensão igual a 150 mm de altura, 150 mm de largura e 500 mm de comprimento, moldados em conformidade com a NBR 5738 (ABNT, 2003), desta forma a execução do corpo-de-prova fica padronizado (Figura 6.2). O intuito de fazer o corte dos prismas em placas de espessura menor, foi expor o agregado e a argamassa para verificação do comportamento dos mesmos quando aquecidos segundo o incêndio da Curva Padrão.

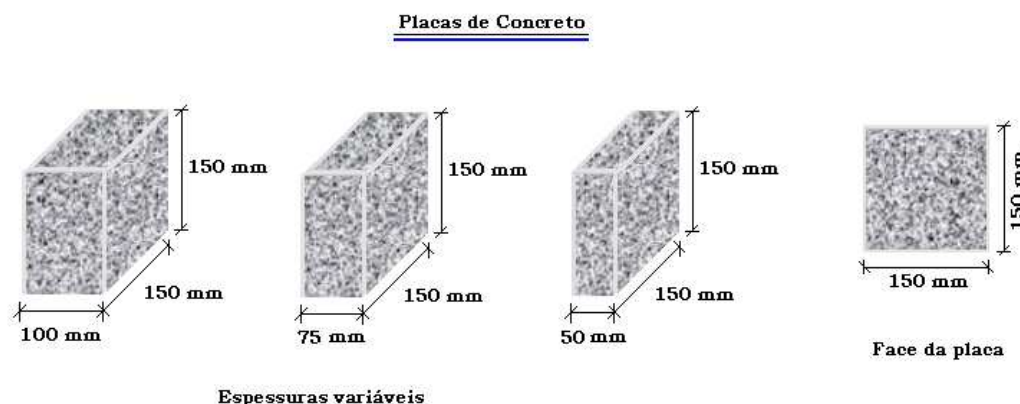


Figura 6.2 - Dimensões das placas de concreto, para verificar ocorrência do lascamento explosivo na superfície da mesma.

Antes do aquecimento, as placas foram colocadas em estufa ($T = 100^{\circ}\text{C}$) por um período de 48 horas, para reduzir a umidade nas mesmas, até que houvesse constância de massa. No dia do ensaio cada placa foi colocada dentro de um recipiente com água e apoios, para que apenas uma face da placa fosse saturada (Figura 6.3).

Após período de saturação determinado, isto é, período em que metade da altura da placa estava saturada, observada visualmente, a face seca da placa foi submetida ao ensaio de aquecimento.

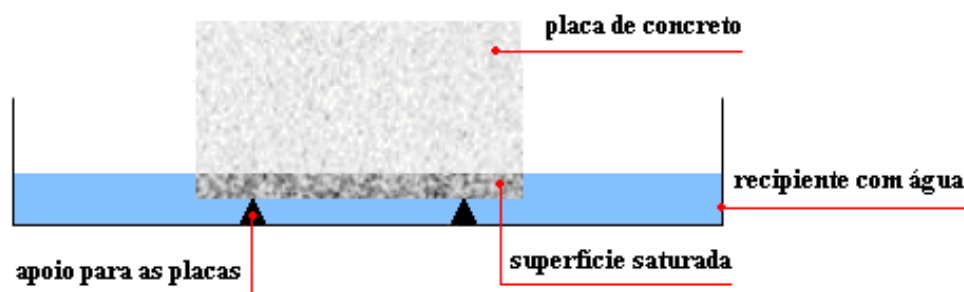


Figura 6.3 – Procedimento para saturar uma face da placa de concreto.

6.3. PROPOSTA PARA AVALIAÇÃO DO LASCAMENTO

Para avaliar a tendência ao lascamento as amostras foram aquecidas em função da Curva Padrão da ISO 834:1999 para elevação da temperatura pelo tempo, padronizando desta forma a curva a ser utilizada.

Após 28 dias de idade as misturas de concreto foram ensaiadas para determinar a resistência à compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade secante. Os ensaios de aquecimento e resfriamento (dentro do forno até atingir temperatura ambiente) foram iniciados após 28 dias da moldagem dos corpos-de-prova. As placas foram fotografadas para que fosse possível marcar as fissuras (observadas a olho nu) e determinar desta forma os dois índices propostos nesta pesquisa.

➤ **Índice de Fissura - IF:** este índice é determinado após o aquecimento e resfriamento (com o forno fechado até atingir a temperatura ambiente). Para a determinação foram observadas e marcadas as fissuras, a olho nu, somando-se os comprimentos para obter o valor total e desta forma dividir pela área da superfície exposta, propondo-se a Equação 6.1:

$$IF = \frac{LF}{S} \quad (\text{m/m}^2) \quad (6.1)$$

As variáveis são:

IF - Índice de Fissura (m/m^2);

LF - Comprimento total de fissuras na área exposta (m);

S - Área da placa (m^2).

➤ **Índice de Perda de Massa** - IPM: este índice é determinado pela Equação 6.2 proposta. A massa inicial da placa (M_0) é determinada após a secagem em estufa ($T = 100^\circ\text{C}$ e $t = 48$ horas) e a massa final (M_f), após o ensaio de aquecimento, para que fosse possível determinar o IPM.

$$IPM = \left(\frac{M_0 - M_f}{M_0} \right) \times 100 \text{ (\%)} \quad (6.1)$$

As variáveis são:

IPM - Índice de Perda de Material (%);

M_0 - Massa inicial, antes do aquecimento (g);

M_f - Massa final, após o aquecimento (g);

Deve-se determinar, também, a perda de massa em função da diferença entre a massa final e inicial, para que se seja escolhida a espessura da placa que menor perda apresentar e desta forma adotá-la como padrão. Os índices propostos deveriam servir de parâmetro entre o instante em que determinada mistura de concreto passa do estado de fissuração excessiva para perda de massa.

6.3.1. Equipamentos e Instrumentação

Para realizar os ensaios adaptou-se o forno (Figura 6.4) já existente no Laboratório de Estruturas e Construção Civil da FEC – UNICAMP. A Figura 6.4a

mostra o forno aberto com a disposição de um conjunto de resistência – no total são quatro conjuntos de 8kW cada – o visor na parede do fundo e na porta o vão para colocar a placa de concreto. Optou-se por não utilizar o visor por questões de segurança, visto que a temperatura final de aquecimento foi superior à 950°C. A Figura 6.4b mostra a frente do forno com o vão, para colocar a placa de concreto, aberto. O vão pode acomodar placas de até 200 mm de espessura.

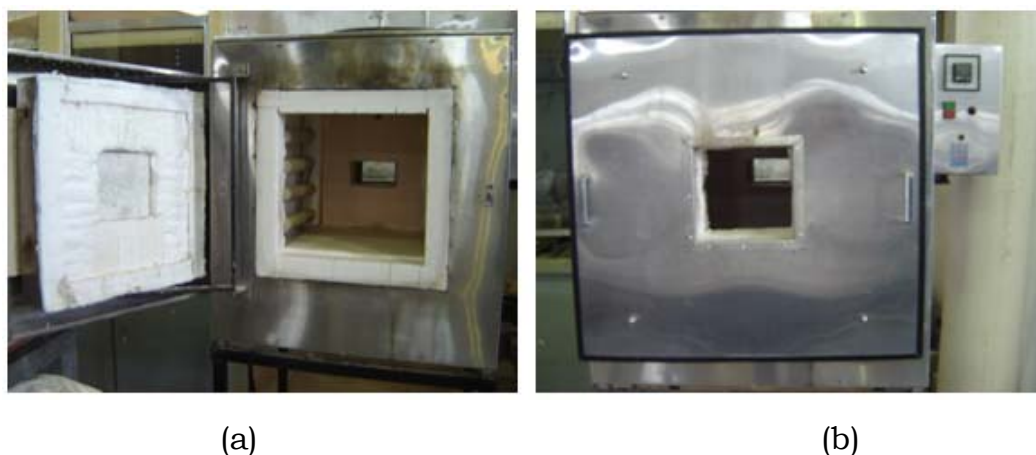


Figura 6.4 – Forno para aquecimento de corpos-de-prova cilíndricos (100 mm x 200 mm ou 150 mm x 300 mm) e placas de seção quadrada de até 150 mm x 150 mm, através da Curva Padrão.

Para o controle de elevação de temperatura com o tempo, as placas foram posicionadas no vão da porta e isoladas lateralmente por manta cerâmica, optou – se pela disposição de leitura dos termopares apresentada na Figura 6.5. Esta disposição permitiu controlar a temperatura nas faces interna (quente) e externa (fria) da placa e também, a elevação de temperatura com o tempo de acordo com a ISO 834:1999 à 10cm da face interna.

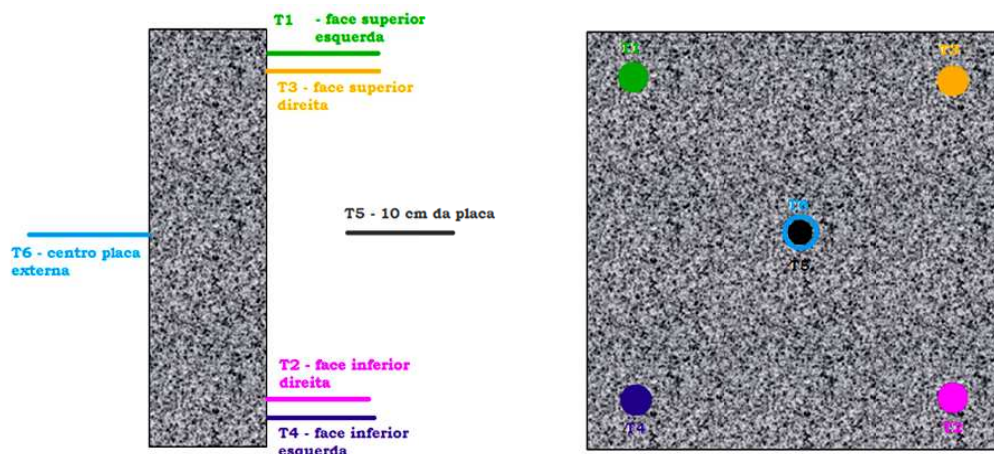


Figura 6.5 – Posicionamento dos termopares para leitura das temperaturas no interior do forno, na face aquecida e na face oposta ao aquecimento.

A Figura 6.6 mostra o modelo do sistema de aquisição de dados dos termopares utilizado, que deve ser ligado ao micro computador (entrada USB). O programa de aquisição de dados foi desenvolvido para esta pesquisa, em que foi solicitada a aquisição das curvas de temperatura ($^{\circ}\text{C}$) pelo tempo (minutos) comparadas com a Curva Padrão ISO 834:1999.

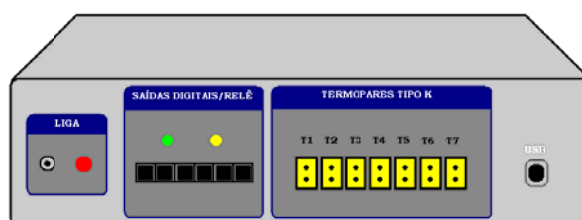


Figura 6.6 – Aquisitor de dados para leitura dos termopares.

6.3.2. Fluxograma dos Ensaios

O fluxograma representado pela Figura 6.8 apresenta a sequência de ensaios, para caracterização da resistência mecânica e para a verificação do lascamento das misturas de concreto, realizados nesta pesquisa.

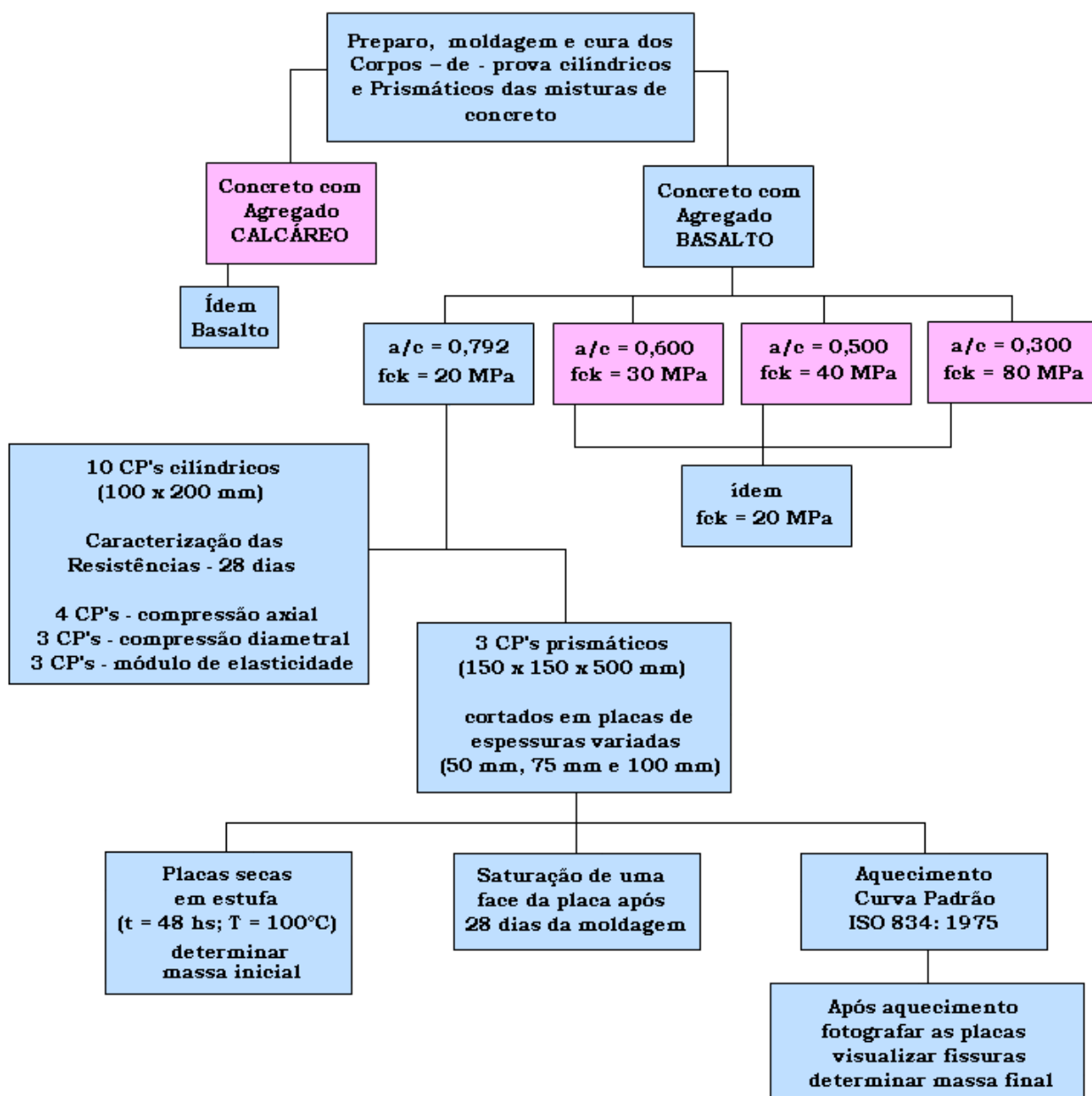


Figura 6.7 - Fluxograma dos ensaios previstos para as misturas de concreto.

7. RESULTADOS DOS ENSAIOS

7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS DE COMPORTAMENTO DAS AMOSTRAS DURANTE OS ENSAIOS

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios principais de aquecimento das misturas de concreto de acordo com a metodologia proposta para avaliação da tendência ao lascamento explosivo do concreto.

Ao final dos trabalhos, algumas considerações em relação ao comportamento das misturas avaliadas, durante o aquecimento e após o resfriamento, devem ser evidenciadas no intuito de melhor explicar o formato de apresentação dos resultados.

Foi observado que o lascamento pode ocorrer integralmente na superfície aquecida da placa ou em parte dela. A parte desta superfície sem lascamento pode se apresentar fissurada ou não. Considerando-se o lascamento simplesmente como destacamento de parte ou de toda a superfície aquecida ele ocorreu durante a fase de aquecimento ou após algum tempo depois do resfriamento.

No caso do lascamento ocorrido durante o aquecimento, o mesmo ocorreu com intensa liberação de energia, de forma explosiva e classificada, neste trabalho, como lascamento explosivo. O lascamento ocorrido após o resfriamento foi considerado a parte e classificado como “destacamento posterior”.

A diferenciação destes dois tipos de lascamentos foi considerada importante, uma vez que as variáveis intervenientes na ocorrência dos mesmos são diferentes. Mais adiante, estes dois tipos de lascamentos serão mais bem explicados e avaliados.

Desta forma, nas tabelas com os resultados do índice proposto para quantificação do fenómeno do lascamento, com respeito à perda de massa, vale observar que este índice só foi determinado para as amostras que, visualmente, se apresentaram lascado ao final do ensaio. Para as amostras onde o destacamento ocorreu posteriormente ao resfriamento, o índice de perda de massa foi calculado e apresentado em vermelho.

Vale observar, também, que o índice de fissuração calculado nas tabelas seguintes diz respeito à superfície restante da amostra após o lascamento; tenha ele acontecido de maneira explosiva ou após o resfriamento.

Por fim, ressalta-se que para algumas amostras ensaiadas o índice de fissuração foi elevado. Neste caso, trata-se de amostras com superfície aquecida que não corresponde à superfície de corte, mas sim à face externa do prisma de concreto que originou as amostras; com camada de argamassa superficial. Estes ensaios, exploratórios, estão evidenciados na apresentação dos resultados. Não faziam parte da metodologia proposta, inicialmente, para este trabalho.

7.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS DE CONCRETO AVALIADAS

Corpos de prova cilíndricos, com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura foram concretados juntamente com os prismas de concreto para cada mistura avaliada.

Os resultados obtidos para os corpos-de-prova foram divididos em tipos de agregados graúdos utilizados e propriedades mecânicas avaliadas. Os

valores apresentados são na forma de tabelas, com seus dados apresentados em relação a média de quatro corpos-de-prova para a resistência à compressão axial, média de três corpos-de-prova para a resistência à compressão diametral e média de três corpos-de-prova para o módulo de elasticidade, considerando quarenta por cento da carga de ruptura. Os corpos-de-prova permaneceram dentro do laboratório, expostos a umidade ambiente, até a data do ensaio.

Tabela 7.1 – Resultado das características mecânicas das misturas de concreto, ensaiadas aos 28 dias de idade.

Tipo de Agregado	Características Mecânicas			
	fc dosagem (MPa)	Compressão Axial (MPa)	Compressão Diametral (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Basalto	20	28,58	3,29	24,27
	30	39,57	3,70	34,17
	40	47,68	3,88	41,77
	80	107,02	6,06	89,13
Calcário	20	26,80	3,17	22,37
	30	37,05	3,61	31,80
	40	46,82	3,87	39,67
	80	99,86	5,33	83,13

7.3. EXPOSIÇÃO AO INCÊNDIO PADRÃO

Neste item serão apresentados os resultados obtidos dos aquecimentos das placas de concreto, das oito misturas preparadas. Os resultados de todas as placas ensaiadas estão apresentados em figuras, com detalhes em foto da superfície das amostras logo após o resfriamento. Planilhas com os dados referentes às leituras dos termopares, também, são apresentadas. Nestas leituras, o desvio permitido pela ISO 834:1999 está verificado, como forma de validação do ensaio e, todos estes apresentados no Apêndice – Volume 2.

7.3.1. Aquecimento das Placas pela Curva Padrão

O aquecimento foi de acordo com a Curva Padrão da ISO 834:1999. O aquecimento seguiu o procedimento de ensaio descrito no capítulo Metodologia e o procedimento completo encontra – se no Apêndice, desde a preparação, moldagem, cura, corte das placas, processo de saturação e isolamento das amostras.

O processo de saturação de uma face da amostra foi realizado em um tanque de acrílico, com água (Figura 7.1).

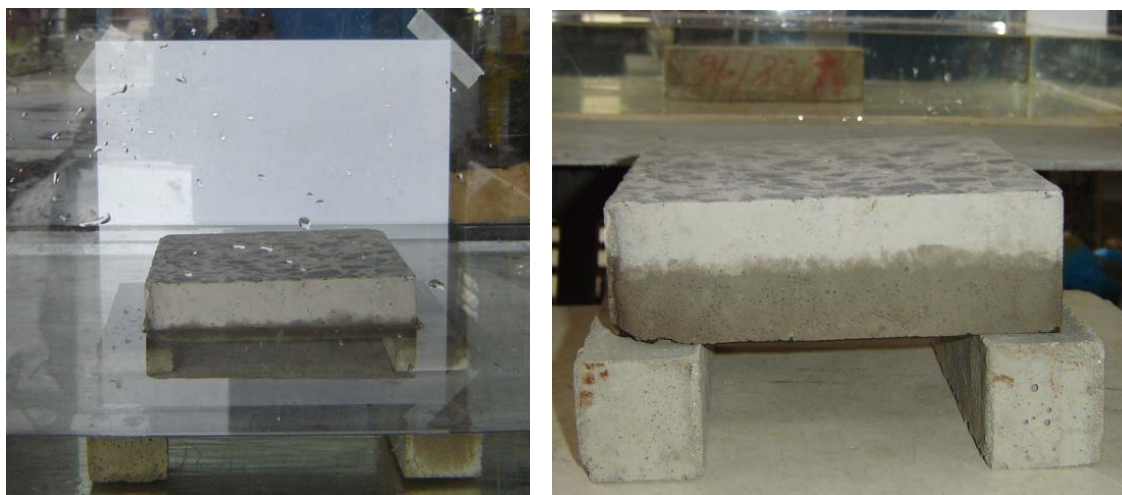


Figura 7.1 – Procedimento para saturar uma face da placa, anterior à exposição de 60 minutos à curva ISO 834:1975.

Após esse processo de saturação parcial, a superfície saturada era enxugada e a placa posicionada na porta do forno, em vão específico, com todas as demais faces termicamente isoladas por manta cerâmica (Figura 7.2). Ao final do tempo de exposição de 60 minutos, as placas eram resfriadas, dentro do forno, até que a temperatura fosse igual a do ambiente.



Figura 7.2 – Placa posicionada no vão da porta do forno, com o isolamento e a disposição dos termopares em detalhe.

A Figura 7.3 ilustra a superfície da placa de concreto após o aquecimento e resfriamento, quando então era fotografada e pesada (na ocorrência de lascamento explosivo), para verificação da perda de massa e do panorama de fissuração.



Figura 7.3 – Detalhe da superfície da face aquecida da placa de concreto de 20MPa e 7.5cm de espessura preparada com agregado basalto.

A Figura 7.4 mostra as curvas de aquecimento obtidas do ensaio da placa de concreto preparado com agregado basalto, resistência aos 28 dias igual a 20 MPa e espessura igual a 7.5cm, da figura anterior.

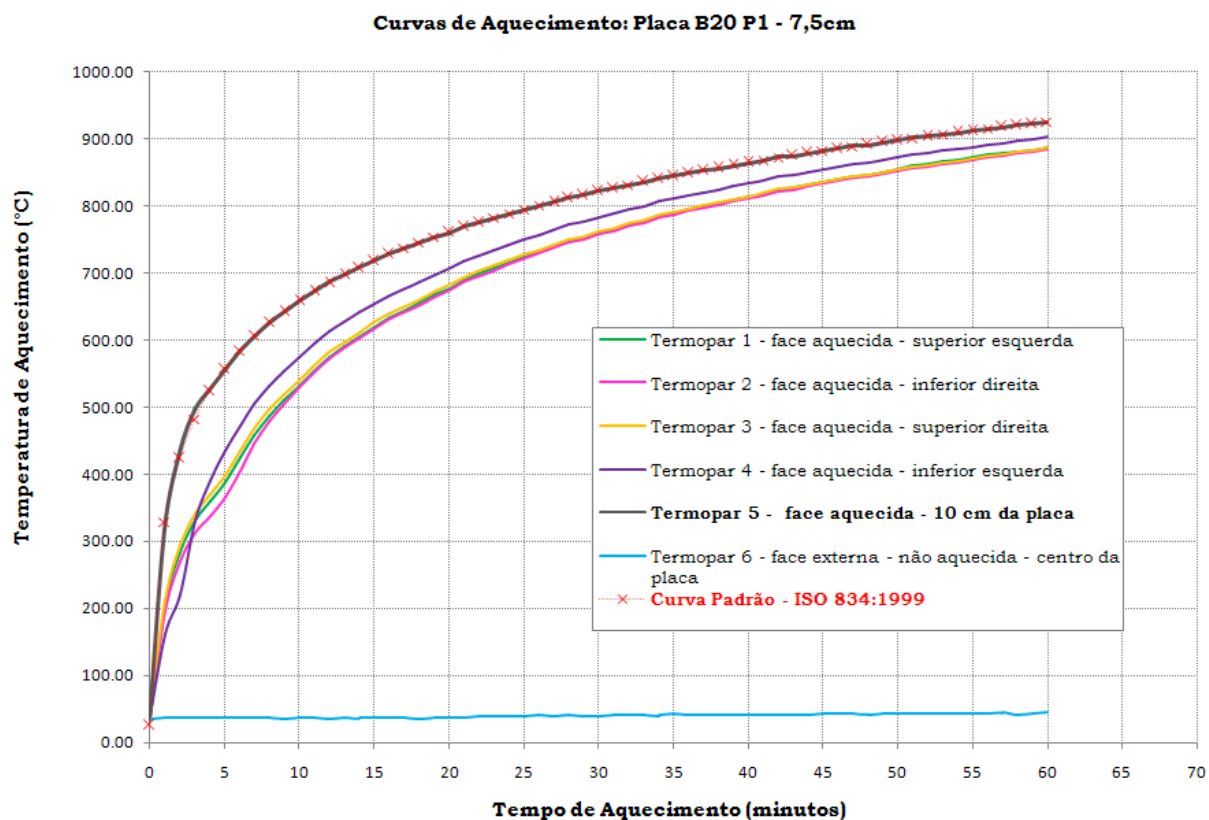


Figura 7.4 – Curvas de aquecimento de uma placa de concreto de 20 MPa preparado com agregado basalto, com 7.5 cm de espessura, comparadas com a Curva Padrão da ISO 834:1975.

O termopar identificado como 5, posicionado à 10 cm da face aquecida (Figura 8.4) e a curva por ele obtida era comparada a Curva Padrão.

Todos dados dos ensaios realizados com as placas, estão apresentados no Apêndice (Volume 2).

7.3.2. Índice de Perda de Massa - IPM

O Índice de Perda de Massa (IPM) foi determinado após cada placa ser aquecida e resfriada. A Figura 7.5 mostra uma placa de concreto preparado com agregado basalto de resistência igual a 80 MPa de 10 cm de espessura, na qual ocorreu lascamento explosivo. Neste caso, em que ocorreu o lascamento explosivo de parte da superfície e parte não, a verificação feita em relação a perda de massa e ao comprimento total de fissuras da parte que não ocorreu o lascamento.



Figura 7.5 – Detalhe da superfície da face aquecida da placa de concreto de 80MPa e 10cm de espessura preparada com agregado basalto e detalhe do lascamento explosivo de parte da superfície.

A Figura 7.6 apresenta as curvas de aquecimento referentes à placa apresentada na Figura 7.5. Observa-se, pelas curvas de aquecimento, gravadas

em cada ponto de leitura dos termopares, que até a temperatura de, aproximadamente, 700°C as leituras na superfície da placa estavam seguindo o padrão da Curva ISO 834:1975; porém, ocorrido o lascamento explosivo, os termopares se desprenderam da superfície, lendo a partir deste momento temperatura maior que a da própria Curva Padrão. Provavelmente, os termopares ficaram próximos as resistências elétricas do forno após desprendimento.

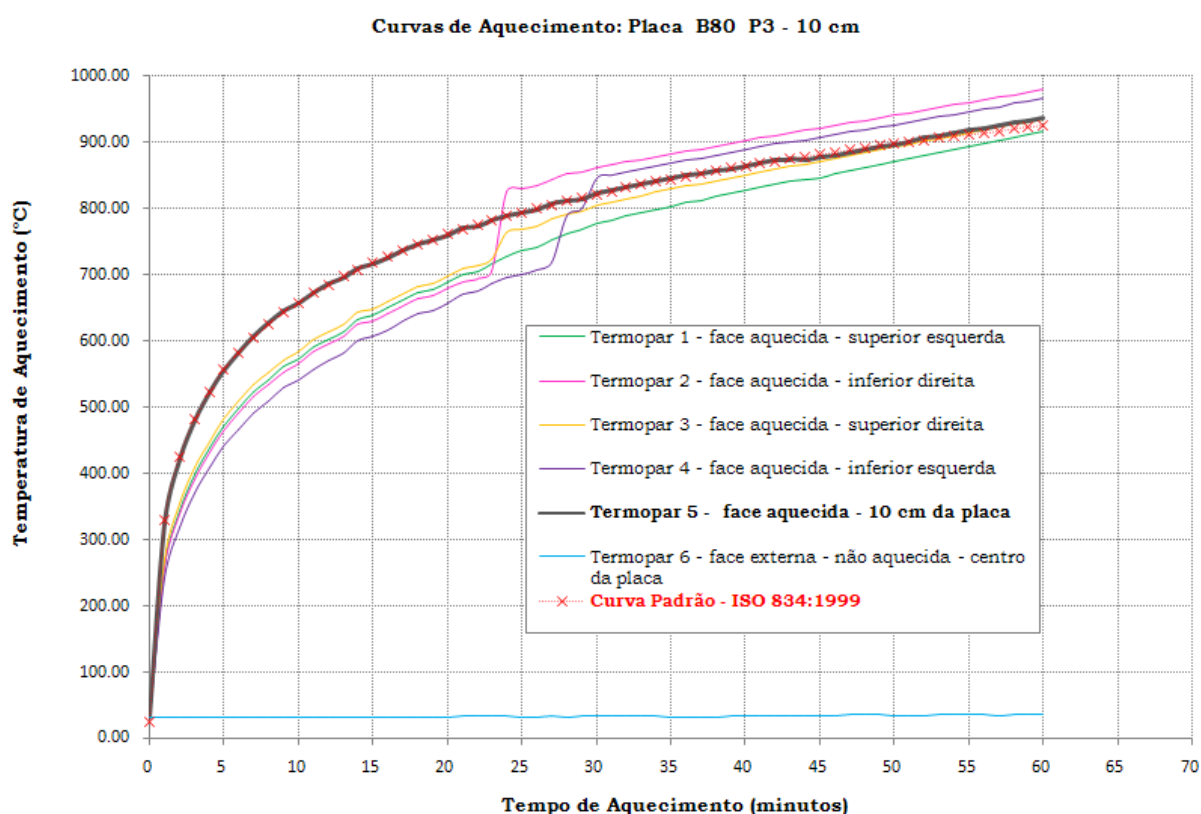


Figura 7.6 - Curvas de aquecimento de uma placa de concreto de 80 MPa preparado com agregado basalto, com 10 cm de espessura, comparadas com a Curva Padrão da ISO 834:1975.

O ensaio só era interrompido caso a placa aquecida sofresse lascamento explosivo e se desprendesse do local de posicionamento na tampa do forno. Caso isso não ocorresse, o aquecimento continuava até o tempo de exposição de 60 minutos.

As Tabelas 7.2 a 7.9 apresentam resultados dos ensaios de aquecimento de todas as amostras deste trabalho preparadas com agregado basalto ou calcáreo. O índice proposto, na metodologia, para identificação do lascamento, também está apresentado.

Observar que o Índice de Perda de Massa somente está identificado com asterisco para as placas que sofreram lascamento durante o aquecimento (explosivo) e identificado, em vermelho, para lascamento posterior ao resfriamento (desprendimento superficial do concreto após fragmentação).

Tabela 7.2 – Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 20 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Basalto				
fc,28 = 20 MPa				
Identificação Placa	Massa placa M ₀ (g)	Massa placa M _f (g)	Massa Perdida MP (g) M _f - M ₀	Índice de Perda de Massa IPM (%)
B 20 P1 - 5,0cm	2611.80	2500.00	111.80	---
B 20 P2 - 5,0cm	2600.70	2508.80	91.90	---
B 20 P3 - 5,0cm	2603.90	2482.50	121.40	---
B 20 P1 - 7,5cm	3931.60	3453.90	477.70	---
B 20 P2 - 7,5cm	3926.80	3807.60	119.20	---
B 20 P3 - 7,5cm	3917.40	3681.00	236.40	---
B 20 P1 - 10cm	5159.90	4695.80	464.10	---
B 20 P2 - 10cm	5148.70	4645.50	503.20	---
B 20 P3 - 10cm	5167.30	4795.30	372.00	---

Tabela 7.3 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 30 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Basalto				
fc,28 = 30 MPa				
Identificação Placa	Massa placa M ₀ (g)	Massa placa M _f (g)	Massa Perdida MP (g) M _f - M ₀	Índice de Perda de Massa IPM (%)
B 30 P1 - 5,0cm	2539.80	2339.60	200.20	---
B 30 P2 - 5,0cm	2530.70	2382.80	147.90	---
B 30 P3 - 5,0cm	2544.60	2406.40	138.20	---
B 30 P1 - 7,5cm	4214.50	4046.40	168.10	---
B 30 P2 - 7,5cm	4201.80	4043.90	157.90	---
B 30 P3 - 7,5cm	4220.90	3872.00	348.90	---
B 30 P1 - 10cm	5301.70	5203.90	97.80	---
B 30 P2 - 10cm	5318.70	5209.80	108.90	---
B 30 P3 - 10cm	5320.30	5139.90	180.40	---

Tabela 7.4 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 40 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Basalto				
fc,28 = 40 MPa				
Identificação Placa	Massa placa M ₀ (g)	Massa placa M _f (g)	Massa Perdida MP (g) M _f - M ₀	Índice de Perda de Massa IPM (%)
B 40 P1 - 5,0cm	2631.10	2212.40	418.70	---
B 40 P2 - 5,0cm	2637.70	2421.00	216.70	---
B 40 P3 - 5,0cm	2644.60	2473.70	170.90	---
B 40 P1 - 7,5cm	4136.70	3842.50	294.20	---
B 40 P2 - 7,5cm	4139.80	3992.00	147.80	---
B 40 P3 - 7,5cm	4141.90	3449.60	692.30	---
B 40 P1 - 10cm	5233.50	4799.40	434.10	---
B 40 P2 - 10cm	5238.30	4844.70	393.60	---
B 40 P3 - 10cm	5230.90	4998.70	232.20	---

Tabela 7.5 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 80 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Basalto				
fc,28 = 80 MPa				
Identificação Placa	Massa placa M ₀ (g)	Massa placa M _f (g)	Massa Perdida MP (g) M _f - M ₀	Perda de Massa IPM (%)
B 80 P1 - 5,0cm	3007.10	2390.40	616.70	20.51**
B 80 P2 - 5,0cm	2989.30	2134.00	855.30	---
B 80 P3 - 5,0cm	3012.90	2324.00	688.90	---
B 80 P1 - 7,5cm	4438.10	3805.10	633.00	14.26**
B 80 P2 - 7,5cm	4349.10	3831.40	517.70	---
B 80 P3 - 7,5cm	4431.70	3835.10	596.60	---
B 80 P1 - 10cm	5278.10	4937.70	340.40	---
B 80 P2 - 10cm	5263.90	4847.30	416.60	7.91*
B 80 P3 - 10cm	5301.40	4810.90	490.50	9.25*

* lascamento explosivo e superfície sem fissura

** lascamento explosivo e superfície com fissura

Tabela 7.6 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 20 MPa, preparado com agregado calcáreo, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Calcáreo				
fc,28 = 20 MPa				
Identificação Placa	Massa placa M ₀ (g)	Massa placa M _f (g)	Massa Perdida MP (g) M _f - M ₀	Perda de Massa IPM (%)
C 20 P1 - 5,0cm	2687.90	2359.70	328.20	---
C 20 P2 - 5,0cm	2672.10	2390.60	281.50	10.53
C 20 P3 - 5,0cm	2693.00	2445.90	247.10	9.18
C 20 P1 - 7,5cm	4171.90	3434.30	737.60	17.68
C 20 P2 - 7,5cm	4160.50	3376.10	784.40	18.85
C 20 P3 - 7,5cm	4177.90	3356.20	821.70	19.67
C 20 P1 - 10cm	4847.70	4319.30	528.40	10.90
C 20 P2 - 10cm	4821.50	4335.90	485.60	10.07
C 20 P3 - 10cm	4790.80	4223.50	567.30	11.84

Tabela 7.7 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 30 MPa, preparado com agregado calcáreo, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Calcáreo				
$f_{c,28} = 30 \text{ MPa}$				
Identificação Placa	Massa placa M_0 (g)	Massa placa M_f (g)	Massa Perdida MP (g) $M_f - M_0$	Perda de Massa IPM (%)
C 30 P1 - 5,0cm	2510.00	2318.40	191.60	---
C 30 P2 - 5,0cm	2519.70	2301.70	218.00	8.65
C 30 P3 - 5,0cm	2494.60	2322.00	172.60	6.92
C 30 P1 - 7,5cm	4012.20	3433.50	578.70	14.42
C 30 P2 - 7,5cm	4071.80	3519.80	552.00	13.56
C 30 P3 - 7,5cm	4090.90	3389.00	701.90	17.16
C 30 P1 - 10cm	5229.00	5005.60	223.40	4.27
C 30 P2 - 10cm	5343.70	5032.20	311.50	5.83
C 30 P3 - 10cm	5267.40	4810.90	456.50	8.67

Tabela 7.8 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 40 MPa, preparado com agregado calcáreo, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Calcáreo				
$f_{c,28} = 40 \text{ MPa}$				
Identificação Placa	Massa placa M_0 (g)	Massa placa M_f (g)	Massa Perdida MP (g) $M_f - M_0$	Perda de Massa IPM (%)
C 40 P1 - 5,0cm	2346.10	2235.80	110.30	4.70
C 40 P2 - 5,0cm	2337.70	2215.10	122.60	5.24
C 40 P3 - 5,0cm	2344.60	2269.90	74.70	3.19
C 40 P1 - 7,5cm	3756.70	3410.60	346.10	9.21
C 40 P2 - 7,5cm	3779.40	3349.70	429.70	---
C 40 P3 - 7,5cm	3841.60	3627.30	214.30	5.58
C 40 P1 - 10cm	5209.80	4891.10	318.70	6.12
C 40 P2 - 10cm	5223.00	4787.20	435.80	8.34
C 40 P3 - 10cm	5219.30	4934.00	285.00	5.47

Tabela 7.9 - Índice de Perda de Massa para o concreto de resistência igual a 80 MPa, preparado com agregado calcáreo, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Calcáreo				
$f_{c,28} = 80 \text{ MPa}$				
Identificação Placa	Massa placa M_0 (g)	Massa placa M_f (g)	Massa Perdida MP (g) $M_f - M_0$	Perda de Massa IPM (%)
C 80 P1 - 5,0cm	2743.10	2197.30	545.80	19.90*
C 80 P1 - 5,0cm	2712.9	2034.6	678.30	25.00
C 88 P3 - 5,0cm	2692.60	1997.30	695.30	25.82
C 80 P1 - 7,5cm	4257.10	3775.10	482.00	11.32**
C 80 P2 - 7,5cm	4231.20	3780.00	451.20	10.66
C 80 P3 - 7,5cm	4195.90	3520.10	675.80	16.11
C 80 P1 - 10cm	5119.90	4822.90	297.00	5.80
C 80 P2 - 10cm	5221.70	4952.30	269.40	5.16
C 80 P3 - 10cm	5201.40	4909.40	292.00	5.61

* lascamento explosivo e superfície sem fissura;

** lascamento explosivo e superfície com fissura

As amostras avaliadas, segundo metodologia proposta, para as misturas de concreto preparadas com agregado basalto, não sofreram lascamento posterior ao resfriamento. Os lascamentos da superfície aquecida observados ocorreram de forma explosiva, durante os primeiros 30 minutos do aquecimento, segundo padrão ISO 834, confirmando (KODUR, 2003; KHOURY, 2003; HERTZ, 1992).

O lascamento foi observado para a mistura de concreto de alta resistência, 80 MPa. Para as misturas de concreto com resistência usual, não foram observados lascamentos. Este resultado está de acordo com a literatura internacional (MEHTA & MONTEIRO, 2008; KODUR, 2003; HERTZ, 2002; ALI *et al.* 2001) onde a tendência ao lascamento explosivo foi, também, observada para concretos de alta resistência.

Em relação à espessura das amostras, observou-se uma tendência maior ao lascamento das placas com maior espessura, 10 centímetros. Entretanto, é válido observar que pelo menos uma das amostras de cada espessura, da mistura de concreto de alta resistência, sofreu lascamento. Este fato sugere, que a padronização do ensaio proposto para avaliação da tendência ao lascamento explosivo pode ser feita com qualquer das espessuras avaliadas; considerando-se misturas executadas com agregado basalto.

O fato observado nesta pesquisa confirma resultados de pesquisa internacionais (GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2004; HERTZ, 2003; BAZANT *et al.* 1996) sobre o comportamento do calcário sob elevadas temperaturas. O lascamento superficial observado posteriormente ao resfriamento das amostras, independente da resistência à compressão da mistura, esta relacionado à expansão ocorrida neste tipo de agregado, quando aquecido e resfriado.

No caso do lascamento explosivo, para as amostras preparadas com agregado calcário, ele foi observado para a mistura de alta resistência, 80 MPa; embora em menor proporção que o observado para a mesma mistura preparada com agregado basalto. Este fato também foi observado por pesquisadores internacionais (MEHTA & MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997; GRATAN-BELLEW, 1996) e denota um melhor comportamento do agregado calcário em relação ao lascamento explosivo.

Entretanto, vale observar que a os danos promovidos pela deterioração posterior ao resfriamento, observada nesta pesquisa para este agregado, pode inviabilizar qualquer eventual benefício promovido por este tipo de agregado em relação ao lascamento explosivo do concreto.

Em relação à espessura das amostras, observou-se uma tendência maior ao lascamento das placas com menor espessura, 5.0 e 7.5 centímetros. Como para o agregado basalto este lascamento ocorreu para as três espessuras

avaliadas, e de forma a facilitar o procedimento de corte do prisma de concreto, que origina as amostras, convém sugerir a espessura de 7.5 centímetros como padrão metodológico do ensaio aqui proposto para avaliação da tendência ao lascamento explosivo.

Por fim, observa-se que em todas as tabelas apresentadas anteriormente existem perdas de massa posteriores ao ensaio, mesmo para as amostras que não sofreram lascamento explosivo. Esta perda de massa refere-se, provavelmente, a perda de umidade da amostra após aquecimento e, em alguns casos, se mostra até maior que a perda de massa devido ao lascamento.

A finalidade primária, na proposição deste índice era a indicação de perda de massa devido ao lascamento e quantificação, de alguma maneira, da intensidade do lascamento. Do modo como proposto na metodologia, a perda de água durante o aquecimento se confunde com a perda de massa devido ao lascamento explosivo. Basta observar que este índice pode se mostrar até maior, em alguns casos, para algumas amostras que nem lascamento sofreram.

De início, imaginava-se que a absorção de água, no procedimento prévio de saturação, bem como a perda de água, durante o ensaio de aquecimento, não fossem tão elevadas.

Este é um procedimento que tem que ser reavaliado na metodologia, após avaliação dos resultados obtidos. Uma solução seria a de calcular a perda em volume de concreto destacado. Este procedimento é bem mais complexo que o proposto (como função de massa perdida) e envolverá intensas discussões antes de uma provável padronização.

7.3.3. Índice de Fissura - IF

O Índice de Fissura (IF), isto é, o comprimento total de fissuras determinado na área da placa exposta, foi determinado para todas as placas, após serem aquecidas e resfriadas. As placas foram fotografadas e cada fissura, observada a olho nu, foi marcada. Posteriormente, o comprimento total das fissuras foi calculado.



Figura 7.7 - Fissuras marcadas na superfície aquecida do concreto preparado com agregado basalto, de resistência igual a 30 MPa e espessura igual a 5.0cm.

As Tabelas 7.10 a 7.16 mostram os resultados obtidos para o índice de fissuras das amostras ensaiadas nesta pesquisa. Todas as unidades de área e dimensões como comprimento, espessura, largura e altura, foram apresentadas em milímetros. Porém, o Índice de Fissura (IF), está apresentado em metros por metro quadrado (m/m^2), pois na outra unidade o número obtido era muito pequeno.

Tabela 7.10 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 20 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Basalto			
$f_{c,28} = 20 \text{ MPa}$			
Identificação Placa	Comprimento das fissuras (mm)	Área da placa (mm ²)	Índice de fissuras IF (m/m ²)
B 20 P1 - 5,0cm	226	22500	10.05
B 20 P2 - 5,0cm	106	22500	4.71
B 20 P3 - 5,0cm	464	22500	20.62
B 20 P1 - 7,5cm	---	---	---
B 20 P2 - 7,5cm	166	22500	7.38
B 20 P3 - 7,5cm	---	---	0.00
B 20 P1 - 10cm	---	---	---
B 20 P2 - 10cm	---	---	---
B 20 P3 - 10cm	38	22500	1.70

Tabela 7.11 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 30 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Basalto			
$f_{c,28} = 30 \text{ MPa}$			
Identificação Placa	Comprimento das fissuras (mm)	Área da placa (mm ²)	Índice de fissuras IF (m/mm ²)
B 30 P1 - 5,0cm	138	22500	6.13
B 30 P2 - 5,0cm	487	22500	21.65
B 30 P3 - 5,0cm	278	22500	12.36
B 30 P1 - 7,5cm	634	22500	28.18*
B 30 P2 - 7,5cm	221	22500	9.82
B 30 P3 - 7,5cm	111	22500	4.93
B 30 P1 - 10cm	153	22500	6.80
B 30 P2 - 10cm	214	22500	9.51
B 30 P3 - 10cm	683	22500	30.36*

* Face aquecida da argamassa

Tabela 7.12 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 40 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Basalto			
$f_{c,28} = 40 \text{ MPa}$			
Identificação Placa	Comprimento das fissuras (mm)	Área da placa (mm ²)	Índice de fissuras IF (m/m ²)
B 40 P1 - 5,0cm	855	22500	38.00
B 40 P2 - 5,0cm	1068	22500	47.47
B 40 P3 - 5,0cm	190	22500	8.45
B 40 P1 - 7,5cm	2522	22500	112.09*
B 40 P2 - 7,5cm	---	---	---
B 40 P3 - 7,5cm	---	---	---
B 40 P1 - 10cm	---	---	---
B 40 P2 - 10cm	93	22500	4.13
B 40 P3 - 10cm	---	---	---

* Face aquecida da argamassa

Tabela 7.13 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 80 MPa, preparado com agregado basalto, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Basalto			
$f_{c,28} = 80 \text{ MPa}$			
Identificação Placa	Comprimento das fissuras (mm)	Área da placa (mm ²)	Índice de fissuras (m/m ²)
B 80 P1 - 5,0cm	217	3959	54.81**
B 80 P2 - 5,0cm	191	22500	8.50
B 80 P3 - 5,0cm	237	22500	10.53
B 80 P1 - 7,5cm	383	22500	17.02**
B 80 P2 - 7,5cm	414	22500	18.40
B 80 P3 - 7,5cm	46	6409	2.86
B 80 P1 - 10cm	300	22500	13.33
B 80 P2 - 10cm	119	3559	33.44**
B 80 P3 - 10cm	62	7494	8.27**

** Amostras que sofreram lascamento explosivo

Tabela 7.14 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 30 MPa, preparado com agregado calcário, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Calcário			
$f_{c,28} = 30 \text{ MPa}$			
Identificação Placa	Comprimento das fissuras (mm)	Área da placa (mm ²)	Índice de fissuras IF (m/m ²)
C 30 P1 - 5,0cm	---	---	---
C 30 P2 - 5,0cm	---	---	---
C 30 P3 - 5,0cm	---	---	---
C 30 P1 - 7,5cm	---	---	---
C 30 P2 - 7,5cm	---	---	---
C 30 P3 - 7,5cm	153	8166	18.74 ⁺⁺
C 30 P1 - 10cm	---	---	---
C 30 P2 - 10cm	45	22500	2.00 ⁺⁺
C 30 P3 - 10cm	---	---	---

Tabela 7.15 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 40 MPa, preparado com agregado calcário, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Calcário			
$f_{c,28} = 40 \text{ MPa}$			
Identificação Placa	Comprimento das fissuras (mm)	Área da placa (mm ²)	Índice de fissuras IF (mm/mm ²)
C 40 P1 - 5,0cm	84	1957	42.92
C 40 P2 - 5,0cm	---	---	---
C 40 P3 - 5,0cm	---	---	---
C 40 P1 - 7,5cm	48	22500	2.13
C 40 P2 - 7,5cm	---	---	---
C 40 P3 - 7,5cm	---	---	---
C 40 P1 - 10cm	---	---	---
C 40 P2 - 10cm	---	---	---
C 40 P3 - 10cm	66	22500	2.93

Tabela 7.16 - Índice de Fissuras para o concreto de resistência igual a 80 MPa, preparado com agregado calcário, em função das espessuras.

Concreto Preparado com Agregado Calcário			
$f_{c,28} = 80 \text{ MPa}$			
Identificação Placa	Comprimento das fissuras (mm)	Área da placa (mm ²)	Índice de fissuras IF (mm/mm ²)
C 80 P1 - 5,0cm	---	---	---
C 80 P1 - 5,0cm	90	22500	4.00
C 80 P3 - 5,0cm	3383	22500	150.36*
C 80 P1 - 7,5cm	---	---	---
C 80 P2 - 7,5cm	170	15633	10.88
C 80 P3 - 7,5cm	2180	22500	96.90*
C 80 P1 - 10cm	147	22500	6.53
C 80 P2 - 10cm	126	22500	5.60
C 80 P3 - 10cm	---	---	---

* Face aquecida da argamassa

Em relação ao Índice de Fissuras (IF) apresentado nas tabelas anteriores, foi observado que os maiores valores ocorreram para as amostras com face aquecida com camada superficial de argamassa (não resultante do corte do prisma original de concreto).

O objetivo inicial deste trabalho não era o de efetuar ensaios de aquecimento nesta superfície, entretanto, a título exploratório, foram realizados e os resultados obtidos indicaram que os mesmos não são adequados à finalidade proposta: a de indicar a tendência de comportamento da mistura de concreto sob elevadas temperaturas. As fissuras observadas, neste tipo de amostra, são em grande número e superficiais, somente na fina camada de argamassa de recobrimento da matriz.

A proposta inicial da metodologia, de corte do prisma de concreto original para obtenção das amostras, de forma que a face aquecida fosse o resultado

deste corte, se mostrou adequada às finalidades pretendidas uma vez que podem indicar um comportamento deletério dos agregados ou da região de interface; comportamento este que poderia estar mascarado por eventual argamassa de recobrimento, mesmo que de fina espessura.

Em relação aos índices de fissuras obtidos para as amostras pôde-se observar que os mesmos foram ligeiramente maiores para as amostras com maior resistência à compressão do concreto e que, entre amostras de uma mesma resistência à compressão, não foram grandemente influenciados pela espessura das amostras.

7.4. QUANTIFICAÇÃO DOS DANOS CAUSADOS AO CONCRETO PELO AQUECIMENTO

Na proposta original deste trabalho, pretendia-se quantificar o dano causado ao concreto pelo aquecimento em termos de perda de massa e fissuração. Dois índices foram apresentados e calculados após realização dos ensaios de aquecimento: o índice de fissuração (IF) e o índice de perda de massa (IPM).

Esperava-se que estes índices representassem a tendência ao lascamento durante o aquecimento de uma mistura de concreto, classificando-a em função de valores limites estabelecidos para estes índices. Porém, os resultados obtidos mostraram quenão é correto quantificar o dano ocorrido e sim classificar o mesmo, para que desta forma seja possível sua empregabilidade em uma estrutura real caso ocorra um sinistro.

A Tabela 7.17 relaciona os resultados deste trabalho de pesquisa em função do tipo de dano causado à amostra após aquecimento segundo Curva Padrão ISO 834:1975, observado após o resfriamento das amostras dentro do forno, até atingir temperatura ambiente, classificados da seguinte forma:

- **SFSL:** Superfície sem fissura e sem lascamento – neste caso não ocorre dano algum na superfície exposta ao aquecimento;
- **CFSL:** Superfície com fissura e sem lascamento – a superfície aquecida apresenta apenas fissuras;
- **LSCF:** Lascamento de superfície e com fissura – o lascamento não ocorre em toda superfície e, a área que não sofreu o dano apresenta fissuras (neste caso o Índice de Fissura é determinado em função da área que apresenta as fissuras e não da área total exposta);
- **LSSF:** Lascamento de superfície e sem fissura – o lascamento não ocorre em toda a superfície e, a área que não sofreu dano não apresenta fissura;
- **LECF:** Lascamento explosivo e com fissura – o lascamento é chamado explosivo porque ocorre desprendimento violento de fragmentos da amostra e a área da superfície que não sofreu o dano apresenta fissura (neste caso o Índice de Fissura é determinado em função da área que apresenta as fissuras e não da área total exposta);
- **LESF:** Lascamento explosivo e sem fissura – o lascamento é explosivo com desprendimento de material de forma violento e a área da superfície sem dano não apresenta fissuras.

Tabela 7.17 – Danos causados pelo aquecimento das placas de concreto.

Resistência (MPa)	Concreto com basalto			Concreto com calcáreo					
Espessura (cm)	CF	SF	LE	CF	SF	LS	LS	LE	LE
	SL	SL	CF	SL	SL	CF	SF	CF	SF
20 MPa									
5.0									
5.0									
5.0									
7.5									
7.5									
7.5									
10.0									
10.0									
10.0									
30 MPa									
5.0									
5.0									
5.0									
7.5									
7.5									
7.5									
10.0									
10.0									
10.0									
40 MPa									
5.0									
5.0									
5.0									
7.5									
7.5									
7.5									
10.0									
10.0									
10.0									
80 MPa									
5.0									
5.0									
5.0									
7.5									
7.5									
7.5									
10.0									
10.0									
10.0									

CFSL	Face aquecida com fissuras e sem lascamento
SFSL	Face aquecida sem fissura e sem lascamento
LSCF	Face aquecida com lascamento superficial e com fissura
LSSF	Face aquecida com lascamento superficial e sem fissura
LECF	Face aquecida com lascamento explosivo e com fissura
LESF	Face aquecida com lascamento explosivo e sem fissura

Em função dos tipos de danos causados, verifica-se que das amostras concreto preparadas com agregado basalto, 63.89% apresentaram fissura e sem lascamento, 25.00% não apresentaram fissura e nem lascamento e, somente 11.11% apresentaram lascamento, porém o tipo de lascamento é o mais violento, com explosão.

Para o concreto preparado com agregado calcário, verificou-se todos os tipos de danos classificados, sendo que 2.78% apresentaram fissura e sem lascamento, 8.33% não apresentaram fissura e nem lascamento, 27.78% apresentaram lascamento superficial e com fissuras, 52.78% apresentaram lascamento superficial e sem fissuras, somente 2.78% apresentaram lascamento explosivo com fissura e 5.55% apresentaram lascamento explosivo sem fissura.

O excesso de fissuras que surgiram nas placas de concreto preparado com agregado basalto pode ser explicado pelo processo de desidratação do gel do silicato hidratado de cálcio (C-S-H), durante o aquecimento, que se inicia em 100°C e se intensifica dos 300°C aos 400°C. Durante esta elevação de temperatura ocorre redução da água de gel que causa decréscimo da resistência e causa o aparecimento de fissuras superficiais (Cànovas, 1998).

As placas foram aquecidas até temperatura de, aproximadamente, 925°C, no entanto, acima de 500°C ocorre decomposição da portlandita, se transformando em óxido de cálcio (CaO) e, durante o processo de resfriamento, o óxido de cálcio pode sofrer hidratação novamente, formando assim a portlandita, o que causa expansões que contribuem para o aumento de fissuras no concreto, explicando desta forma as fissuras sem ocorrência de lascamento.

Em relação ao lascamento superficial sem fissuras ocorrido na maioria das placas de concreto preparadas com agregado calcáreo, este está relacionado à variação de suas propriedades durante o aquecimento. Cada agregado comporta-se de maneira diferente, não apresentando a mesma dilatação

térmica, ocasionando o surgimento de expansões internas de diferentes intensidades.

Esse tipo de agregado é estável até a temperatura de 700°C, quando o carbonato de cálcio (CaCO_3) começa a se transformar em óxido de cálcio e com liberação o gás carbônico (CO_2). Durante o resfriamento, ocorre hidratação com expansão, o que provoca o desprendimento superficial da pasta e do próprio agregado.

Comparando os danos causados pelo aquecimento das placas preparadas com os dois tipos de agregados, verifica – se que as moldadas com concreto preparado com agregado basalto apresentam mais fissuras superficiais do que lascamento, porém quando ocorre o lascamento é do tipo mais violento, isto é, o explosivo.

As placas moldadas com concreto preparado com agregado calcáreo apresentaram menos lascamento explosivo, porém a maioria apresenta lascamento superficial, devido a expansão do próprio agregado, o que também é danoso ao concreto.

Neste ponto é válido observar que embora Cànovas (1998), Kodur (2003) e Kodur & Phan (2007), tenham relatado um melhor comportamento de misturas de concreto preparadas com este agregado, em situação de incêndio, o fato da mistura de concreto apresentar maior degradação deve ser considerado (Figura 7.8).



Figura 7.8 - Placa de concreto preparada com agregado calcáreo, de resistência igual a 80 MPa, após aquecimento na Curva Padrão ISO 834:1975, durante 60 minutos.

Para entender o comportamento do agregado quando aquecido, foram pesadas amostras dos dois tipos utilizados nesta pesquisa, o agregado basalto e o calcáreo. Estas amostras foram submetidas ao aquecimento da Curva Padrão, para verificar as alterações de massa e expansão dos mesmos (Figura 7.9).



Figura 7.9 - Alteração de massa e cor dos agregados utilizados, após serem aquecidos na Curva Padrão, durante 60 minutos: (a) basalto e (b) calcáreo.

Após o aquecimento realizou-se ensaio de massa específica, massa específica aparente e absorção de água, com base nas especificações da *NBR NM 53: Agregado Graúdo: Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água (ABNT, 2009)*, tanto das amostra aquecida quanto de amostras sem aquecimento (Tabela 7.18).

As amostras aquecidas dos dois agregados apresentavam a mesma massa, 454 gramas cada uma. Após o aquecimento a amostra do agregado basalto apresentou massa final igual a 449 gramas, enquanto a amostra do agregado calcáreo apresentou massa final igual a 295 gramas.

Para a amostra de agregado calcáreo, após o aquecimento, não foi possível realizar o ensaio, pois o agregado expandiu com a temperatura devido a liberação de CO_2 , esfarelando-se após o resfriamento.

Tabela 7.18 – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água dos agregados graúdos.

Agregado	Massa pesada (g)		γ_s^* (g/m ³)	γ_{sat}^{**} (g/m ³)	A ^{***} (%)
Calcáreo	Massa seca	369.30	2.53	2.62	3.66
	Massa sub.	236.90			
	Massa Sat.	382.80			
Basalto	Massa seca	325.40	2.71	2.80	3.36
	Massa sub.	215.80			
	Massa Sat.	336.00			
Basalto (T=925°C)	Massa seca	439.90	2.68	2.78	3.45
	Massa sub.	291.60			
	Massa Sat.	455.60			

* γ_s = massa específica na condição seca

** γ_{sat} = massa específica na condição saturada de superfície seca

*** A = absorção de água

7.5. ENSAIO PARA VERIFICAÇÃO DA TENDÊNCIA AO LASCAMENTO DO CONCRETO : PROPOSTAS DE AJUSTES À METODOLOGIA INICIAL

Um dos objetivos desta pesquisa foi verificar a tendência ao lascamento de uma mistura de concreto. Essa tendência, ocorrendo com mais ou menos intensidade, pode, então, ser observada como parâmetro para melhorar a mistura de forma a atenuar ou eliminar esta tendência ao fenômeno.

Em relação as placas de espessuras variadas e mesma resistência, aquecidas, esperava – se um decréscimo de perda de massa em função do aumento de espessura. Porém isso só foi observado para as placas de concreto de resistência igual a 80 MPa, tanto para o que foi preparado com agregado basalto como para o preparado com agregado calcáreo.

Para as demais resistências, houve valores discrepantes para uma mesma espessura de placa, principalmente para as placas de concreto preparadas com agregado basalto. Para as placas de concreto preparadas com agregado calcáreo os maiores Índices de Perda de Massa foram observados para as de espessura igual a 7.5 cm.

Essa variação pode ser explicada, segundo Kodur (2003), devido ao fato de que o tamanho do corpo-de-prova está relacionado, diretamente, à transferência de calor e de umidade através do mesmo.

Vários fatores estão relacionados aos resultados obtidos nesta pesquisa, entre eles, a umidade do concreto. As placas foram secas em estufa, porém em função da variação apresentada entre as amostras de mesma espessura, cortadas do mesmo prisma de concreto, conclui-se que houve variação de umidade, porém a pesquisadora não avaliou os teores da mesma.

O lascamento superficial ocorreu em todas as misturas de concreto preparado com agregado calcário, exceto para as amostras de resistência igual

a 20 MPa, pois a maioria não apresentou fissuras. Portanto, não é correto avaliar somente a resistência do concreto quando submetido ao fogo, deve-se considerar outros parâmetros, como o agregado graúdo e a umidade da amostra.

Um dos objetivos desta pesquisa, era o de verificar a tendência ao lascamento de uma mistura de concreto. Essa tendência ocorrendo com mais ou menos intensidade, deve ser usada como parâmetro para melhorar a mistura de forma a reduzir ou eliminar a mesma.

Porém, deve-se avaliar as propriedades térmicas e mecânicas das misturas de concreto, pois estas variam em função da temperatura de aquecimento e dependem da composição e características de cada concreto. A variação das propriedades mecânicas é mais afetada por causa do índice de umidade, densidade, taxa de aquecimento, porosidade e tipo de agregado.

Como já foi mencionado, os agregados não apresentam o mesmo coeficiente de dilatação térmica, o que gera expansões internas com diferentes intensidades, causando fissuramento da pasta de cimento. Devido ao aquecimento, a aderência entre a pasta de cimento e o agregado, também, pode ser alterada.

Em relação ao Projeto de Norma enviado para a Associação Brasileira de Normas Técnicas, sob o título provisório: *“Verificação em Laboratório do Lascamento Explosivo de Concreto em Situação de Incêndio – Procedimento”*, os Índices determinados nesta pesquisa deveriam ser classificados em faixas numéricas de perda de massa e fissura, porém em função dos resultados obtidos e tipos de danos verificados, optou-se pela classificação qualitativa (Tabela 8.17) e não quantitativa inicialmente proposta.

Ainda em relação ao Projeto de Norma encaminhado à Associação Brasileira de Normas Técnicas, espera-se que este seja de grande contribuição

aos pesquisadores, pois como visto em vários estudos, ainda não há normalização para ensaios em relação ao fogo. Cada pesquisa realizada apresentam resultados em relação a procedimentos de ensaios diferentes, o que dificulta comparação dos resultados.

Os resultados obtidos, em relação aos materiais são importantes pois auxiliam na correta seleção dos materiais que constituem o concreto, garantindo que a estrutura possa apresentar maior segurança em situação de incêndio.

Como observação de grande importância, cabe salientar, que os danos observados e quantificados nesta pesquisa, não podem ser generalizados. Todos os resultados são para os materiais e misturas de concreto aqui analisadas. Por isso é importante que pesquisas futuras apresentem dados de todos os materiais utilizados e procedimentos de ensaios, para que não haja interpretação errada de resultados.

Por fim, espera-se que o procedimento, aqui apresentado, auxilie na padronização metodológica de avaliação do comportamento do concreto em situação de incêndio em laboratório e que os diversos pesquisadores de nosso País trabalhem de forma conjunta, onde os resultados obtidos sejam comparados e classificados de maneira única e mais eficiente.

8. CONCLUSÕES

A segurança ao fogo de edificações tem sido pesquisada nacional e internacionalmente, tendo como requisito principal a integridade humana. O concreto apresenta boa vantagem neste aspecto quando comparado a outros materiais, pois não é combustível e não emite gases tóxicos. Entretanto, muitos são os fatores que podem alterar esta vantagem, destacando-se fatores relacionados à variação das propriedades mecânicas dos materiais componentes da mistura quando sob elevadas temperaturas ou mesmo fenômenos intrínsecos ao material, como o lascamento explosivo em situação de incêndio.

Ao final deste trabalho de pesquisa, algumas respostas em relação ao fenômeno do lascamento explosivo do concreto foram obtidas, entre os objetivos, uma extensa revisão bibliográfica foi apresentada onde foi atualizado todo o conhecimento sobre as propriedades dos materiais componentes do concreto sob elevadas temperaturas e, principalmente, sobre o fenômeno do lascamento explosivo.

8.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A segurança ao fogo de edificações tem sido pesquisada nacional e internacionalmente, pois o objetivo principal é a integridade humana. O concreto apresenta boa vantagem neste aspecto quando comparado com outros

materiais, pois não é combustível e não emite gases tóxicos. Porém, muitos fatores alteram a resposta do concreto submetido ao fogo.

Os fatores mais importantes estão relacionados à composição do concreto, pois a pasta de cimento e o agregado se decompõem com o calor, e a permeabilidade mais a taxa de aquecimento desenvolvem pressões internas. Em relação ao aquecimento do concreto, as condições de ensaio afetam o grau de fissuração e a resistência do concreto.

O dano do concreto sob ação do fogo inclui, além da redução da resistência, degradação do concreto, fissura e mudança na estrutura do poro. Sob altas temperaturas ocorre aumento do gradiente térmico e, a perda de resistência em diferentes pontos dentro do elemento varia devido à este gradiente.

A revisão bibliográfica sobre o efeito do fogo no concreto foi apresentada, compreendendo: ação térmica, resistência ao fogo, propriedades dos materiais e lascamento explosivo. Toda a pesquisa apresentada serve de base para entendimento dos efeitos do fogo no concreto e dos materiais que o constituem, bem como procedimentos de ensaios realizados.

Com base na revisão bibliográfica e nos ensaios realizados, as seguintes conclusões, sobre os danos causados no concreto são feitas, separando – as em fator de influência:

8.1.1. Influência da Resistência do Concreto

Comparando – se os concretos de resistência mais baixa (20 MPa, 30 MPa e 40 MPa) com os concretos de alta resistência (80 MPa), conclui – se que os de alta resistência são mais sensíveis ao aumento de temperatura por causa da menor porosidade. Os poros aumentam a formação de pressão de vapor, favorecendo o lascamento de origem térmica do concreto.

Observou – se que as misturas de concreto de resistência igual a 80 MPa, preparadas com agregado basalto apresentaram maior tendência ao lascamento explosivo, do que o concreto preparado com agregado calcáreo.

A mistura concreto preparada com agregado calcáreo, de resistência igual a 20 MPa, não apresentou fissuras e nem lascamento, diferentemente do concreto de mesma resistência preparado com agregado basalto, que apresentou fissuras, mas não lascamento.

Para as resistências de 30 MPa e 40 MPa, observou – se maior Índice de Fissuras no concreto preparado com agregado basalto, já o concreto preparado com agregado calcáreo, no entanto, apresentou mais lascamento superficial, para as resistências.

Ao comparar as resistências analisadas em função do dano ocorrido em função do aquecimento, não é correto afirmar que o concreto de alta resistência apresenta mais lascamento, pois os concretos de menor resistência também apresentaram lascamento. Neste caso, deve – se classificar o dano, como feito por diversos pesquisadores (Zhao & Sanjayan, 2009; Richardson & Dave, 2008; Ali *et al.* 2004).

8.1.2. Influência do Agregado Graúdo

A influência dos agregados utilizados nesta pesquisa mostram que um elemento estrutural moldado com um concreto preparado com agregado calcáreo pode apresentar menos lascamento explosivo, porém para resistência acima de 30 MPa, apresentará lascamento superficial.

Conforme Bazant & Kaplan (1996) esse lascamento está relacionado ao processo de descarbonatação do agregado calcáreo, quando o concreto for submetido a temperaturas acima de 700°C. Durante o resfriamento, o óxido de cálcio (CaO) combinado com a umidade do ambiente se hidrata e forma o

hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, com um aumento de volume de, aproximadamente, 40%. Esse fato tem influência no aumento do lascamento superficial.

Todo o lascamento superficial observado nas placas de concreto preparadas com agregado calcáreo está relacionado às mudanças de massa do agregado devido ao aumento da temperatura, pois ocorrem reações de decomposição. Como observado na Figura 8.9, na qual mostra somente os agregados utilizados e aquecidos nas mesmas condições das placas de concreto, a perda de massa do agregado calcáreo verificada foi igual a 65% do valor inicial, pra temperatura de, aproximadamente, 925°C.

Ao contrário do que alguns pesquisadores como Kodur (2003), Cànovas (1988), afirmam, o concreto preparado com agregado calcáreo deve ser utilizado com mais critério, pois sabe – se que até a temperatura de 700°C apresentam estabilidade térmica, mas isso depende da mineralogia do mesmo. Porém em caso de incêndio, as temperaturas atingidas são superiores a esse valor e, a taxa de aquecimento sendo elevada, influenciam o aumento de lascamento, mesmo que superficial.

8.1.3. Influência da Espessura das Placas

Segundo Kodur (2203) o risco de ocorrer o lascamento aumenta com o tamanho do elemento aquecido. Isto ocorre porque o tamanho do elemento é influenciado diretamente pela transferência de calor e umidade através do mesmo, desta forma os elementos maiores armazenam mais energia.

Nesta pesquisa verificou – se que o lascamento explosivo ocorreu em placas de 7.5 cm e 10.0 cm de espessura, para as que foram preparadas com agregado basalto. No caso das placas preparadas com agregado calcáreo, o lascamento explosivo foi observado em placas de 7.5 cm de espessura, no

entanto, independente da espessura, as demais placas apresentaram lascamento superficial.

Em função dos resultados, verificou – se que para as misturas de concreto preparadas com agregado basalto a tendência de ocorrer o lascamento explosivo é maior, para espessuras maiores.

No caso das placas de espessura igual a 5.0 cm, não ocorreram lascamentos, pois durante o aquecimento visualizava – se a liberação da água de vapor na superfície não aquecida, ou seja, para espessuras menores o caminho percorrido para liberar a água de vapor dos poros era mais rápido.

No entanto, independente da espessura e tamanho do elemento deve – se ter maior cuidado ao indicar o uso do agregado calcáreo, devido a expansão que sofre, favorecendo assim o lascamento superficial.

8.2. ÍNDICES DE FISSURA E PERDA DE MASSA

No caso dos Índices propostos, nesta pesquisa, para quantificar o lascamento, conclui – se que o Índice de Fissuras (IF) apresenta valores de difícil interpretação, pois mesmo para o ensaio proposto, de dimensão reduzida, a forma como foi determinado o comprimento total, não apresenta resultados precisos. Neste caso, recomenda – se utilizar um aquisitor de imagens com identificação de fissuras, capaz de determinar os comprimentos das mesmas.

No caso do Índice de Perda de Massa, os resultados apresentados são coerentes com os ensaios realizados. Sendo este importante para caracterizar o dano ocorrido. Muitos pesquisadores (BOSTRO, WICKSTRÖM & ADL-ZARRABI, 2006; ALI et *al.*, 2004; BILODEAU, KODUR & HOFF, 2004), propõem em seus ensaios quantificar o dano causado pelo fogo em função da perda de massa.

Em relação aos ensaios realizados, mesmo que os resultados não sejam precisos, pode – se observar que 67% das placas de concreto preparadas com

agregado basalto, para as quatro resistências testadas, apresentam fissuras na face aquecida e nenhum lascamento superficial, 22% não apresentaram nenhum dano e somente 11% apresentaram lascamento explosivo.

Para as placas preparadas com agregado calcáreo, para a resistência de 20 MPa, não ocorreu lascamento de nenhum tipo, apenas fissuras em 14% das placas ensaiadas. No entanto, para as demais resistências, a ocorrência do lascamento explosivo aconteceu em 8% das placas de resistência do concreto igual a 80 MPa. Ao contrário das placas de concreto preparadas com agregado basalto, 67% das placas apresentaram lascamento de superfície.

8.3. CLASSIFICAÇÃO DO DANO

Após os ensaios terem sido realizados e os Índices determinados, verificou-se que seria inviável classificá-los em faixas pré-determinadas, como o apresentado no Projeto enviado à Associação Brasileira de Normas Técnicas. Essa conclusão foi feita em função da variação apresentada nos ensaios de placas de concreto de mesma resistência e mesma espessura.

Por isso será encaminhada à ABNT CB – 18, uma carta solicitando a correção deste tópico. O mais correto é classificar em função do dano ocorrido (Tabela 8.17), como já proposto diversos pesquisadores em seus ensaios (ARIOZ, 2009; BENEŠ, 2006; HERTZ, 2003; KHOURY, 2003; SCHNEIDER, 2002; KALIFA, 2000).

Convém salientar, que dos pesquisadores citados anteriormente, alguns realizaram testes de aquecimento em elementos estruturais, classificando os danos em função da profundidade do lascamento, se atinge ou não a armadura, se lascamento superficial, lascamento de agregado ou lascamento de canto, para elementos estruturais de seção quadrada.

8.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em relação ao comportamento do concreto em situação de incêndio é influenciado por muitos fatores, como os apresentados nas diversas pesquisas citadas neste trabalho. E, esses fatores interagem simultaneamente, o que dificulta uma análise precisa.

Os principais fatores estão relacionados a pasta de cimento hidratada, que é influenciada principalmente pela taxa de aquecimento, surgindo assim lascamentos no concreto. Outro fator de grande importância, verificado nas pesquisas e nos ensaios realizados pela autora, é o tipo de agregado graúdo utilizado, pois a porosidade e mineralogia do mesmo influenciam o comportamento do concreto.

Como visto, o concreto preparado com agregado basalto apresenta maior resistência em situação de incêndio, já o concreto preparado com agregado calcáreo, devido à expansão que sofre, aumenta o lascamento superficial do elemento aquecido.

A densidade do concreto tem influencia significativa no surgimento de pressões internas na rede de poros do concreto, durante o aquecimento e a dificuldade de evaporação da água presente na pasta de cimento provoca lascamentos. Porém, convém salientar que todas as alterações não se restringem a fenômenos físicos somente, ocorrem também transformações químicas.

Como já mencionado, o concreto mesmo apresentando redução de resistência, ainda mantém resistência ao calor por um tempo considerável, no entanto é importante verificar a tendência ao lascamento, para evitar danos de maior intensidade.

Em relação a pesquisa aqui apresentada, verificou-se que os resultados de lascamento indicam que o fenômeno é complexo e que dependem de vários fatores relacionados entre si, como a taxa de aquecimento, a resistência, umidade e agregado. Concretos com maior resistência são mais susceptíveis ao lascamento mais violento.

A quantidade de placas de concreto ensaiadas na Curva Padrão de aquecimento, ISO 834:1975, foi suficiente para classificar os danos ocorridos, porém para quantificá-los é necessário um número maior de amostras, para que os resultados apresentem maior confiabilidade.

A metodologia proposta para avaliação da tendência ao lascamento explosivo do concreto, em sua essência, foi avaliada e comprovada. Com ligeiras modificações apresentadas ao final deste trabalho, a metodologia proposta pode ser empregada, com sucesso, na avaliação da tendência ao lascamento explosivo do concreto em situação de incêndio como também na quantificação do dano de qualquer mistura de concreto sob elevadas temperaturas.

Por fim, observa-se que o procedimento proposto se mostrou de fácil execução. A concretagem dos prismas obedeceu procedimento já normatizados pela ABNT e de uso corrente em qualquer laboratório de pesquisa do País. O corte dos prismas para obtenção das amostras foi executado sem inconveniente algum, mesmo para as amostras de espessura mais fina, de 5 centímetros. Da mesma forma, os procedimentos de cura, secagem e saturação das amostras foi, também, facilmente realizado.

O tempo de exposição das amostras ao aquecimento da Curva Padrão da ISO 834:1975, fixado em 60 minutos, também se mostrou suficiente para que o fenômeno do lascamento (explosivo ou não) fosse observado nas amostras. Algumas referências apontavam a ocorrência do lascamento para temperatura entre 250°C e 400°C ou nos primeiros 30 minutos de exposição (KALIFA *et al.*, 2000; RICHTER *et al.*, 1993; SANJAYAN & STOCKS, 1993).

TRABALHOS FUTUROS

A estrutura do concreto é heterogênea e complexa, dificultando assim o estabelecimento de modelos que permitam estimar, com segurança, seu comportamento em situações de incêndio. Resultados obtidos em pesquisas são importantes para dar parâmetros de projeto e execução, como por exemplo, o uso de materiais e técnicas que reduzam a deterioração. Em função disso, são apresentados sugestões de trabalhos para que o entendimento do fenômeno seja cada vez maior em nosso meio técnico/científico.

- Avaliar a microestrutura de diferentes misturas de concreto e o comportamento da interface entre a pasta e agregado, antes e após o aquecimento pela Curva Padrão, para diversos tempos pré-definidos de aquecimento;
- Avaliar a perda de resistência mecânica de misturas de concreto expostas ao incêndio Padrão e o acréscimo de resistência após processo de reidratação, por análises termogravimétrica e termodiferencial, com o objetivo de analisar as reações químicas ocorridas;
- Avaliar a perda de resistência mecânica de misturas de concreto preparadas com agregados reciclados, expondo estas ao procedimento para verificação da tendência ao lascamento explosivo;
- Avaliar diferentes argamassas de revestimento como material de proteção ao fogo e de redução do lascamento, como as argamassas a base de gesso, cal e cimento;
- Análise de elementos estruturais em situação de incêndio em relação aos diferentes tipos de lascamentos e aplicação dos materiais de proteção para comparação de comportamento e deterioração pelo fogo.

- Continuidade da avaliação da tendência ao lascamento explosivo, de acordo com a metodologia proposta, para misturas usuais de concreto de nosso País;
- Avaliação da eficiência das fibras metálicas ou de polipropileno na atenuação do fenômeno do lascamento explosivo do concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABRAMS, M. - Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 F. **ACI Special Publication SP 25**. Detroit, 1971.
2. AİTCIN, P.C. – **Concreto de Alto Desempenho**. Tradução de Serra, G.C. .Ed. PINI. São Paulo, 2000.
3. ALDEA, C.M.; FRANSSEN, J.M.; DOTREPPE, J.C. – Fire Test on Normal and High-strength Reinforced Concrete Columns. In: International Workshop on Fire Performance of High-strength Concrete. **Proceedings...MD**: National Institute of Standard and Tecnology. Gaithersburg, 1997.
4. ALI, F. – Is High Strength Concrete more Susceptible to Explosive Spalling than Normal Strength Concrete in Fire? **Fire and Materials**. N°.26, pp. 127-130. London, 2002.
5. ALI, F.; NADJAI, A.; SILCOCK, G.; ABU-TAIR, A. – Outcomes of a Major Research on fire Resistance of Concrete Columns. **Fire Safety Journal**. N°. 39, pp. 433-445. Elsevier. February, 2004.
6. ALMEIDA, D.F. - As Estruturas de Concreto Armado e o Fogo. Comportamento - Conseqüências - Restauração. **Dissertação de Mestrado**. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1984.
7. ALMEIDA, D. F. - "Patologia, Terapia e Profilaxia nas Construções". In: **19° SIMPATCON - Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto**. Campinas, São Paulo.1998.
8. ALVES, J.D.; FRETITAS, J.A.;PEDROSO, D. – **Avaliação de Danos e Procedimentos para Reparos da Estrutura sujeita a Ação do Incêndio**. Edifício CERNE – GO.
9. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - **ACI 216R-89**: Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements. New York, 1996.
10. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - **ACI 216.1-97**: Standard of Concrete and Mansory Construction Assemblies. New York, 1997.

11. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - **ASTM E-119**: Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. Philadelphia, 2000.
12. ANDERBERG, Y.; THELANDERSSON, S. - **Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperature – 2**. Experimental Investigation and Material Behaviour Model. Lund Institute of Technology, 1976.
13. ANDERBERG, Y. – Spalling Phenomena of HPC and OC. In: International Workshop on fire Performance of High-Strength Concrete. **Proceedings...** NIST. Gaithersbur, MD. February, 1997.
14. ARIÖZ, O. – Retained Properties of Concrete Exposed to High Temperatures: Size Effect. **Fire and Materials**. 2009. Disponível em: www.interscience.wiley.com.br DOI:10.1002/fam.996
15. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5627**: Exigências Particulares das Obras de Concreto Armado e Protendido em Relação à Resistência ao Fogo. Rio de Janeiro, 1980.
16. _____. **NBR 7211**: Agregado para Concreto. Rio de Janeiro, 1983.
17. _____. **NBR 12821**: Preparação de Concreto em Laboratório. Rio de Janeiro, 1983.
18. _____. **NBR 7251**: Agregado em Estado Solto – Determinação da Massa Unitária. Rio de Janeiro, 1982.
19. _____. **NBR 9776**: Agregados – Determinação da Massa Específica de Agregados Miúdos por meio do frasco de Chapman. Rio de Janeiro, 1987.
20. _____. **NBR 9777**: Agregados – Determinação da Absorção de Água em Agregados Miúdos. Rio de Janeiro, 1987.
21. _____. **NBR 7389-1**: Agregados – Análise Petrográfica de Agregado para Concreto. Parte 1: Agregado miúdo.
22. _____. **NBR 7223**: Concreto – Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone. Rio de Janeiro, 1992.
23. _____. **NBR 9832**: Concreto e Argamassa – Determinação dos Tempos de Pega por meio da Resistência à Penetração. Rio de Janeiro, 1992.
24. _____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de Compressão de corpos-de-prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 1974.

25. _____. **NBR 5738**: Moldagem e Cura de Corpos-de-prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto. Rio de Janeiro, 2003.
26. _____. **NBR 14432**: Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações. Rio de Janeiro, 2001.
27. _____. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
28. _____. **NBR 15200**: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
29. _____. **NBR NM 67**: Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone. Rio de Janeiro, 1998.
30. _____. **NBR NM 47**: Concreto - Determinação do Teor de Ar em Concreto Fresco - Método Pressométrico. Rio de Janeiro, 2002.
31. BARRAGÁN, B.; et *al.* – Effects of High Temperature on Residual Mechanical and Transport Properties of Concrete. In: **Durability of Concrete – Proceedings Fifth International Conference on Durability of Concrete**. V.2. Barcelona: ACI International, 2000.
32. BATTISTA, R.C. et *al.* – Danos Estruturais Causados pelo Incêndio no Prédio do Aeroporto Santos Dumont. In: **Damstruc' 2000 – 2º Congresso Internacional sobre o Comportamento das Estruturas Danificadas**. Universidade Federal Fluminense. Niterói/RJ, 2000.
33. BAUER, L. A. F. – **Materiais de Construção**. LTC Editora S.A. Rio de Janeiro, 1994.
34. BAZANT, Z.P.; KAPLAN, M.F. – **Concrete at High Temperatures – Material Properties and Mathematical Models**. Longman Group. London, 1996.
35. BERTO, A. F.; TOMINA, J.C. – Lições do Incêndio da Sede Administrativa da CESP. Tecnologia de Edificações. **Coletânea de Trabalhos da Divisão de Edificações do IPT**. Ed. Pini. São Paulo/SP. 1988.
36. BILODEAU, A.; KODUR, V.K.R.; HOFF, G.C. – Optimization of the Type and Amount of Polypropylene Fibres for Preventing the Spalling of Lightweith Concrete Subjected to Hydrocarbon Fire. **Cement and Concrete Composites**. N°. 26, PP. 433-445. April, 2004.
37. BIZZO, L. B. P. – Efeito do Fogo No Concreto. **Relatório de Pós-Doutorado**. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2006.

38. BLAKE, A.C. – **Concrete in Fire: Petroleum & Petrochemical Processing Plants**. Evaluation of the Reaction of Concrete when Exposed to Fire Conditions in Petroleum and Petrochemical Processing Plants. Granleigh, U.K., 2001.
39. BENEŠ, M. – Thermal Spalling of Concrete Exposed to High Temperatures. **Integrated Design for Extreme Situations**. Prague, 2006.
40. BOTH, C. et al. – Evaluation of Passive Fire Protection Measures for Concrete Tunnel Linings. In: International Conference & One Day Seminar “Tunnel Fires and Scape from Tunnels”. **Proceedings...Lyon**. May, 1999.
41. BOSTRO, L.; WICKSTRÖM, U.; ADL-ZARRABI, B. – Effect of Specimen Size and Loading Conditions on Spalling of Concrete. **Fire and Materials**. November, 2007. Disponível em: www.interscience.wiley.com DOI: 10002/fam.931.
42. BOSTRÖM, L.; LARSEN, C.K. – Concrete for Tunnel Linings Exposed to Severe Fire Exposure. **Fire Safety Journal**. N°. 31, pp. 173-186. June, 2005.
43. BRETON, D.; et al. – Contribution to the Formation Mechanism of the Transition Zone between Rock-cement Paste. **Cement and Concrete Research**. V.22, p. 612. 1992.
44. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8110 - 2**: Structural use of Concrete: Code of Practice for Special Circumstances. London, 1985.
45. BROGGI, G. – Rescuers Begin Salvage work in Europe’s longest Alpine tunnel, penetrating “red zone”. **The Associated Press**. October, 2001. Disponível em: <http://wire.ap.org/>
46. BURGESS, I.W. – Performance and Design of multi-story Composite Buildings in Fire. In: KICT 2005 Annual Conference/CUFER Annual Technical Seminar. **Proceedings...Seoul**: KICT, 2005.
47. BUCHANAN, A.H. - **Structural for Design Safety**. John Wiley & sons Ltd. Chichester (U.K.), 2001.
48. CALLISTER Jr, W.D. – **Ciência e Engenharia dos Materiais: Uma Introdução**. 5ª edição, LTC. Rio de Janeiro, 2002.
49. CÁNOVAS, M.F. - **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. Ed. PINI. São Paulo, 1988.

50. CARASLINDAS, H.; BARROS, R.C. – Degradação das Propriedades Mecânicas do Betão Exposto a Altas Temperaturas. In: **Encontro Nacional de Betão Estrutural**. Porto – Portugal, 2004.
51. CHAN, S.; LUO, X.; SUN, W. – Effect of High Temperature and Cooling Regimes on the Compressive Strength and Pore Properties of High Performance Concrete. **Construction and Building Materials**. Elsevier. May, 2000.
52. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB – FIB model code 1990**: Design code. London, Thomas Telford, 1993.
53. COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. - Aspéctos Tecnológicos dos Materiais de Concreto em Altas Temperaturas. In: **Seminário Internacional NUTAU'2002 - Sustentabilidade, Arquiterura e Desenho Urbano**. Anais. NUTAU/FAU-USP. São Paulo, 2002.
54. COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. - O Fenômeno do Lascamento ("spalling") nas Estruturas de Concreto Armado Submetidas a Incêndio - uma Revisão Crítica. In: **Instituto Brasileiro do Concreto - 44º Congresso Brasileiro**. 2003.
55. COSTA, C.N. - **Dimensionamento de Elementos de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. Tese de Doutorado – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.
56. CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO (CB – PMESP). Segurança Estrutural nas Edificações – Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção. **Instrução Técnica (IT 08/01)**. São Paulo: Secretaria de Estado dos Negócios de Segurança Pública, 2001.
57. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG e.V. **DIN 18230-1**: Structural Fire Protection in Industrial Buildings: Part 1: Analytically Required Fire Resistannce Time. Berlim, 1987. (English version translated from the original in German).
58. DIEDERICHS, U.; JUMPPANEN, U.M.; PENTALA, V. – **Behaviour of High Strength Concrete at High Temperatures**. Espoo, 1989. Report 92.
59. DOTREPPE, J.C.; BISSCHOPS, P.F.; FRANSSEN, J.M. – Fire Resistance of Circular Cocrete Columns. In: Third International Conference on “Concrete Under Sever Conditions: Environment & Loading” – **CONSEC’01**. The University of British Columbia. Vancouver, 2001.
60. DOWLING, J. Concrete in Fire. Apresentation. In: **Concrete in Fire, Perception & Reality**. April, 2009.

61. DRYSDALE, D. – **An Introduction to Fire Dynamics**. 2nd ed. Chichester: John Wiley & Sons, 1999.
62. EQUIPE DE FURNAS - Laboratório de Concreto - **Concreto: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo - Ensaios e Propriedades**. Editora Pini. São Paulo, 1997.
63. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-2**: Eurocode 1: Actions on structures – part 1-2: General actions – actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002.
64. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1-1: General rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
65. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1-2: General rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2004.
66. FEITOSA, G.O. – Incêndio da CESP – Reforços de Emergência. **Anais da 31ª Reunião do IBRACON**. São Paulo, 1989.
67. FERREIRA, S.G. – Ação do Incêndio nas Estruturas de Aço – Consequências e Recuperação. In: **Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção contra Incêndios – EPUSP**. São Paulo, 1998.
68. FRANSSEN, J.M. – Design of Concrete Columns based on EC2 tabulated data – critical review. In: International Workshop “Structures in Fire” – SiF’2000, 1. **Proceedings...**Copenhagen: University of Liège/Danish Institute of Fire Technology/CIB-W14 Fire, 2000.
69. GALLETTTO, A.; MENEGHINI, E.C.A. - Comportamento do Concreto Submetido à Temperaturas Elevadas. **Seminário** apresentado na disciplina: Análise Experimental de Estruturas - FEC-UNICAMP. Campinas, 2000.
70. GALLETTTO, A.; MENEGUINI, E.C.A.; ROSSI, N. – **Ação do Fogo nas Estruturas de concreto Armado**. Seminário da Disciplina: Patologia e Terapia do Concreto – FEC/UNICAMP. Campinas/SP. 2000.
71. GALLETTTO, A. et al. – Efeito do Calor sobre a Resistência à Compressão, Módulo de Elasticidade e Coloração de Concreto Convencional e de Alta Resistência. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais...**, Belo Horizonte, 2002.
72. GALSKJAER, T.H. – **Galskjaer Photography**. Denmark, 2001. Disponível em: <http://www.galskjaer-photography.com/>

73. GAWIN, D.; PESAVENTO, F.; SCHEFLER, B.A. – Towards Prediction of the Thermal Spalling risk through a Multi-phase Media Model of Concrete. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**. October, 2005. Disponível em: www.sciencedirect.com
74. GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P.E. – Microstructure of Fire-damaged Concrete. A case study. **Cement & Concrete Composites**. N°. 27, pp. 255-259. Amsterdam, 2004.
75. GEWAIN, R.G.; IWANKIW, N.R.; ALFAWAKHIRI, F. – **Facts for Steel Buildings: Fire**. American Institute of Steel Construction. Chicago, 2003.
76. GIGLIOTTI, M.S.; MORENO JR., A.L. - Avaliação Experimental do Lascamento Explosivo em Concreto com Resistência à Compressão de 25 Mpa, com adição de Fibras de Polipropileno, em Situação de Incêndio. Relatório Final. **Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica – CNPq/SAE - PRP**. FEC-UNICAMP. Campinas, 2007.
77. GRATTAN-BELLEW, P. E. - **Microstructural Investigation of Deteriorated Portland Cement Concretes**. Construction and Building Materials. Vol.10. Issue 1. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 1996.
78. GREEN, M. – **Fire Safety Engineering Guidance – level 1** (Working Draft – Last update in 16.08.2001). The Institution of Structural Engineers. London, 2001. Disponível em: <http://www.istructe.org.uk/technical/>
79. HAN, C.; HAN, M.; HEO, Y. – Improvement of Residual Compressive Strength and Spalling Resistance of High-Strength RC Columns subjected to Fire. **Construction and Building Materials**. January, 2008.
80. HAN, C.; HAN, M.; KIM, K.; HEO, Y. – Spalling Resistance of High Concrete made with various Finishing Materials and Fibres in Fire. In: Fifth International Conference on Concrete under Severe Conditions Environment and Loading. **Consec'07**. Tours, France. June, 2007.
81. HAN, C.; HWANG, Y.; YANG, S.; GOWRIPALAN, N. – Performance of Spalling Resistance of High Performance Concrete with Polypropylene Fiber Contents and Lateral Confinement. **Cement and Concrete Research**. N°. 35, pp. 1747-1753. 2005.
82. HARMATHY, T.Z. - **Fire Safety Design & Concrete**. Concrete Design & Construction Series. Longman Scientific & Technical. London, 1993.

83. HARMATHY, T.Z. – On the Equivalent Fire Exposure. **Fire and Materials**. v.11, n.2. London, 1987.
84. HARMATHY, T.Z.; ALLEN, L.W. - **Thermal Performance of Concrete Masonry Walls in Fire**. Canadian Building Digest. CBD-140. Ottawa: NRCC-IRC, 1971. Disponível em: <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/cbd/cbd140e.html>
85. HELENE, P. R. L. – **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. Ed. Pini. São Paulo, 1992.
86. HERNÁNDEZ-OLIVARES, F.; BARLUENGA, G. – Fire Performance of Recycled Rubber-filled High-Strength Concrete. **Cement and Concrete Research**. July, 2003. Disponível em: www.sciencedirect.com
87. HERTZ, K.D.; SORENSEN, L.S. – Test Method for Spalling of Fire Exposed Concrete. **Fire Safety Journal**. N°40, pp.466-476. June, 2005.
88. HERTZ, K.D. - Limits of Spalling of Fire-exposed Concrete. **Fire Safety Journal**. Vol. 38, p. 103-116, 2003.
89. HERTZ, K.D. - Danish Investigations on Silica Fume Concrete at Elevated Temperatures. **ACI Materials Journal**. n°4, 1992.
90. ICHIKAWA, Y.; ENGLAND, G.L. – Prediction of Moisture and Pore Pressure Build-up in Concrete at high Temperatures. **Nuclear Engineering and Design**. V. 228, p. 245-259. 2004.
91. INCROPERA, F.P.; DEWITT, D.P. – **Fundamentals of Heat and Mass Transfer**. 4th Ed. New York: John Wiley & Sons Ltd., 1996.
92. INSTITUTO ARGENTINO DE NORMALIZACION. IRAN 1601: **Água para Morteros y Hormigones de Cemento Portland**. Buenos Aires, 1986.
93. INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction**. Part 1: General Requirements. ISO 834. Geneva, 1990. Revision of First edition (ISO 834:1975).
94. ISAIAS, A. – Incêndio no Joelma provoca 188 mortes. JB Online. Jornal do Século. Rio de Janeiro, 2001. Disponível em: <http://jbonline.terra.com.br/jseculo/1974.html>
95. KALIFA, P.; MENNETEAU, F.D.; QUENARD, D. - Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures. **Cement and Concrete Research**, n°30. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2000.

96. KALIFA, P. et *al.* – High-temperature Behaviour HPC with Polypropylene Fibres from Spalling to Microstructure. **Cemente and Concrete Research**, nº31. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2001.
97. KATZ, A. – Properties of Cement made with Recycled Aggregate from Partilly Hydrated old Concrete. **Cement and Concrete Research**. October, 2002.
98. KLEIN, D.L.; et *al.* – Ação do Fogo em Prédios Estruturados: Estudo de um Caso. In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. **Memórias....** IET-FIUR/ASIE. Punta Del Este, 2000.
99. KLEPACZKO, J.R.; BARRA, A. – An Experimental Method for Dynamic Tensile Testing of Concrete by Spalling. **International Journal of Impact Engineering**. July, 2000.
100. KHOURY, G.A. – Passive Fire Protection of Concrete Structures. **Structures and Buildings**. June, 2008.
101. KHOURY, G.A. – Concrete Spalling Assessment Methodologies an Polypropylene Fibre Toxicity Analyses in Tunnel Fires. **Structural Concrete**. 2008. Disponível em: www.icevirtuallibrary.com/IP:143.106.185.108
102. KHOURY, G.A. et *al.* – Modelling of Heated Concrete. **Magazine of Concrete Research**. Bredford, 2002.
103. KHOURY, G.A. – Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**. London, 2000.
104. KHOURY, G.A. - Compressive Strength of Concrete at High Temperatures: a reassessment. **Magazine of Concrete Research**. Vol. 44, nº 161, p. 291-309, 1992.
105. KHOURY, G.A.; SULLIVAN, P.J.E. – Research at Imperial College on the Effect of Elevated Temperatures on Concrete. **Fire Safety Journal**. Amsterdam, 1988.
106. KODUR, V.K.R.; PHAN, L. – Critical Factor Governing the Fire Performance of High Strength Concrete Systems. **Fire Safety Journal**. June, 2007. Disponível em: www.elsevier.com/locate/firesaf
107. KODUR, V.K.R.; WANG, T.C.; CHENG, F.P. – Predicting to the Fire Resistance behavior of High Strength Concrete Columns. **Cement and Concrete Composites**. Nº. 26, pp. 141-153. April, 2003.

108. KÜTZING, L. – Fire Resistance of High Performance Concrete with Fibre Cocktails. In: **Leipzig Annual Civil Engineering Report – LACER n.4**. Leipzig, Germany, 1999.
109. LANDI, F.R. – **Ação do Incêndio sobre Estruturas de Concreto Armado**. Boletim Técnico nº 01/86. PCC-EPUSP. São Paulo, 1986.
110. LAW, M. – A review of formulae for T-equivalent. In: International Symposium on Fire Safety Science. **Proceedings...**, 5. Melbourne: IAFSS, 1997.
111. LEA, F.C. – The Effect to Temperature on Some of the Properties of Materials. **Engineering**. V. 110, p. 293-298. 1976.
112. LEA, F. ; STRADLING, R. The Resistance to Fire of Concrete and Reinforced Concrete. **Engineering**. Vol 114, nº2959, p.341-344, 380-382. 1992.
113. LIE, T.T. – **Fire and Buildings**. APPIED Science Publishers LTD. London, 1972.
114. LIE, T.T. – **Structural Fire Protection**. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice. New York, 1992.
115. LIM, L.C.S. – Stability of Precast Concrete tilt Panels in Fire. **Thesis: Master of Fire Engineering**. University of Canterbury. Christchurch, 2000.
116. LIN, Wei-Ming.; LIN, T.D.; POWERS-COUCHE, L.J. – Microstructures of Fire Damaged Concrete. **ACI Materials Journal**. Vol. 93, nº 3. Technical Paper. ACI – American Concrete Institute. New York, May-June, 1996.
117. LINDGARD, J.; HAMMER, T.A. – Fire Resistance of Structural Lightweight Aggregate Concrete a Literature Survey with Focus on Spalling. In: International Conference on Advances in Concrete Technology. **Proceedings...** ACI – American Concrete Institute. Tokushima, 1999. Disponível em: <http://nctimes.com/news/2001/20011027/www.html>
118. LIU, X.; YE, G.; DE SCHUTTER, G.; YUAN, Y.; TAERWE, L. – On the Mechanism of Polypropylene Fibres in Preventing Fire Spalling in Self-compacting and High-performance cement paste. **Cement and Concrete Research**. November, 2007. Disponível em: www.sciencedirect.com
119. MALHOTRA, H. L. – Report on the Work of Technical committee 44 PHT – Properties of Materials at High Temperatures. **Matériaux et Constructions**. Vol 15, nº 86, p.161-170. 1982.

120. MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. M. – **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. Ed. Pini. São Paulo, 1994.
121. MELHADO, S.B. – Ação do Fogo sobre Estruturas de Aço. In: **Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção contra Incêndios – EPUSP**. São Paulo, 1998.
122. MILKE, J. et. *al.* – Standard on Performance-based Structural Fire Protection Analyses. In: Fire Resistance Determination and Performance Prediction Research Needs Workshop. **Proceedings...**Gaithersburg: NIST, 2002.
123. MIN, L.; CHUNXIANG, Q.; WEI, S. - Mechanical Properties of High - Strenght Concrete after Fire. **Cemente and Concrete Research**. Article in Press, 2004.
124. MINAMI, K. et *al.* – **Effect of Type of Aggregate on Mechanical Properties of Concrete Subjected to High Temperature**. Transections of the japan Concrete Institute. JCI. Tokyo, 1987.
125. MINAMI, K. et *al.* – **Effect of Microscopic Thermal Stress on Mechanica Properties of Concrete Subjected to High Temperature**. Concrete Library of JSCE n° 17. JSCE. Tokyo. June, 1991.
126. MORENO Jr., A.L.; BIZZO, L.B.P. – Estudo do Comportamento do Concreto sob o Efeito de Temperaturas Elevadas. In: **Encontro Nacional de Betão Estrutural**. Porto - Portugal, 2004.
127. NEVILLE, A.M. – **Propriedades do Concreto**. 2ª Edição. Ed. Pini. São Paulo, 1997.
128. NOUMAN, A. N. et *al.* – High temperature Effect on Strength and Porosity. In: **Durability of Concrete Thrid International Conference**. Nice, França. 1994.
129. NOUMOWÉ, A. N.; et *al.* – Temperature Distribution and Mechanical Properties of High-Strength Silica fume Concrete at Temperatures up to 200°C. **ACI Materials Journal**. Farmington Hills, 2003.
130. OLIVEIRA, T.A.C.P. – Gerenciamento de Riscos de Incêndio: Avaliação do Impacto em Estruturas de Concreto Armado através de uma Análise Experimental de Vigas Isostáticas. **Dissertação de Mestrado**. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2006.
131. ONO, R. – Arquitetura de Museus e Segurança contra Incêndio. In: Seminário Internacional NUTAU'2004 – Demandas Sociais, Inovações Tecnológicas e a Cidade. **Anais...**São Paulo, 2004.

132. PAULON, V.A. – Durabilidade do Concreto – Avanços da Tecnologia. In: **7° SIMPATCON – Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto**. Campinas, 1984.
133. PENG, G.; YANG, W.; ZHAO, J.; LIU, Y.; BIAN, S.; ZHAO, L. - Explosive Spalling and Residual Mechanical Properties of Fiber – toughened High-performance Concrete subjected to High Temperatures. **Cement and Concrete Research**. December, 2005.
134. PETRUCCI, E.G.R. – **Concreto de Cimento Portland**. Ed. Globo. Rio de Janeiro, 1987.
135. PETTERSSON, O. – **Fire Engineering Design of Steel Structures**. Publication 50. Stockholm: Swedish Institute of Steel Construction, 1975.
136. PETTERSSON, O. et al. - **Theoretical Design of Fire Exposed Structures. Bulletin n° 51**. Division of Estructural Mechanics and Concrete Construction. Lund Institute of Technology, 1976.
137. PETZOLD, A.; ROHRS, M. – **Concrete for High Temperatures**. Maclaren & Sons LTD, 1970.
138. PHAN, L.T.; LAWSON, J.R.; DAVIS, F.L. – Effects of Elevated Temperature Exposure on Heating Characteristics, Spalling and Residual Properties of High Performance Concrete. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**. V.34. Cachan Cedex. RILEM, March, 2001.
139. PHAN, L.T.; CARINO, N.J. – Review of Mechanical Properties of HSC at Elevated Temperature. **Journal of Materials in Civil Engineering**. V.10, N°1. ASCE Publications, 1998.
140. PHAN, L.T. – Fire Performance of High-Strength Concrete: A report of the State-of-the-Art. **NISTIR 5934**. National Institute of Standards and Technolgy, 1996.
141. PURKISS, J.A. – **Fire Safety Engineering Design of Structures**. Butterworth Heinemann. Oxford, 1996.
142. QUIRÓS, J.M.I.B. – Cálculo de Estructuras de Hormigón frente al Fuego. **Cuadernos Intemac**. N° 23. 1996.
143. RADWAN, M.N.; KHALIL, N.M. – **Characteristics of Calcium Aluminate Cements/Slag Wastes Composites**. Industrial Ceramics. Cairo, Egypt. V.21, N°3. December, 2001.

144. RICHARDSON, A.; DAVE, U.V. – The Effect of Polypropylene Fibres within Concrete with Regard to Fire Performance in Structures. **Structural Survey**. Pp. 435-444, Vol. 26, N°. 5, 2008. Disponível em: www.emeraldinsight.com/0263-080X.htm
145. RICHTER, E.; PALIGA, K; HOSSER, D. – Versuche und Analysen zum Brandverhalten bei Tunnelschalen (Tunnel shells and Fire Protection – Tests and Analyses). In: **CEB TG III/7 Meeting**. Delft, December, 1997.
146. RILEY, M.A. – Assessing Fire-Damaged Concrete. **Concrete International**. April, 1985.
147. ROSSO, T. – Comportamento do Concreto ao Fogo. **Revista Incêndio**. N° 7, 8, e 9. 1978.
148. SAAD, M.; ABO-EL-ENGIN, S.A.; HANNA, G.B.; KOTKATA, M.F. – Effect of Temperature on Physical and mechanical Properties of Concrete Containing Silica Fume. **Cement and Concrete Composites**. Vol.26.Issue5. Amsterdam. March, 1996.
149. SANJAYAN, G.J.; STOCKS, L.J. – Spalling of High-strength Silica fume Concrete in Fire. **ACI Materials Journal**. V.90, n°2. Farmington Hills: ACI,1993.
150. SANTOS, S.O.; RODRIGUES, J.P.C.; TOLEDO, R.; VELASCO, R.V. – Compressive behavior at High Temperatures of Fibre Reinforced Concretes. **Acta Polytechnica**. Vol. 49, N°. 1/2009. Disponível em: <http://ctn.cvut.cz/ap/>
151. SCHNEIDER, U. – Concrete at High Temperatures - a general review. **Fire Safety Journal**. Amsterdam, 1988.
152. SEITO, A.I.; GILL, A.A.; PANNONI, F.D.; ONO, R.; SILVA, S.B.; DEL CARLO, U.; SILVA, V.P. – **A Segurança contra Incêndio no Brasil**. Projeto Editora. São Paulo, SP. 2008.
153. SHAH, S.P.; AHMAD, S.H. – **High Performance Concrete: Properties and Applications**. McGraw-Hill, 1994.
154. SILVA, V.P. – **Estruturas de Aço em Situação de Incêndio**. Reimpressão. Ed. Zigue. São Paulo, 2004.
155. SILVA, V.P. – **Ação Térmica nas Estruturas – o modelo do incêndio natural compartimentado**. BT/PEF/9911. São Paulo: PEF-EPUSP, 1999.

156. SILVA, V.P.; COSTA, C.N. – Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio. Métodos Tabulares apresentados em Normas Internacionais. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**. São Paulo, 2003.
157. SIQUEIRA, C.O.; MORENO JR. A.L. – Avaliação Experimental do Lascamento Explosivo em Concreto com Resistência à Compressão de 75 Mpa, com adição de Fibras de Polipropileno, em Situação de Incêndio. Relatório Final. **Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica – PIBIC/SAE**. FEC-UNICAMP. Campinas, 2007.
158. SOUZA, A.A.A. – Influência do Tipo de Agregado nas Propriedades Mecânicas do Concreto Submetido ao Fogo. **Dissertação de Mestrado**. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2005.
159. SOUZA, A.A.A.; MORENO Jr., A.L. – Efeito de Altas Temperaturas na Resistência à Compressão, Resistência à Tração e Módulo de Deformação do Concreto. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**. São Paulo, 2003.
160. SULLIVAN, P.J.E. – A Probabilistic Method of Testing for the Assessment of Deterioration and Explosive Spalling of High Strength Concrete Beams in flexure at High Temperatures. **Cement and Concrete Composites**. N°. 26, pp. 155-162. April, 2003.
161. SUN, P.C. et al. – Comparison of the Strength and Durability Performance of Normal and High Strength Pozzolanic Concretes at Elevated Temperatures. **Cement and Concrete Research**. V.31, n°9. September, 2001.
162. STANDARDS AUSTRALIA – **Concrete Structures**. AS 3600, 2001.
163. TENCHEV, R.T.; PURNELL, P. – An Application of a Damage Constitutive Model to Concrete at High Temperature and Prediction of Spalling. **International Journal of Solids and Structures**. July, 2005. Disponível em: www.elsevier.com/locate/ijsostr
164. TENCHEV, R.T.; PURKISS, J.A. – **Finite Element Analysis of Coupled Heat and Moisture Transfer in Concrete Subjected to Fire**. Numerical Heat Transfer. Part A: Applications. N.7. V.39. Chicago: Taylor & Francis Group, 2001.
165. UNDERWRITERS LABORATORY Inc. – **Fire Resistance Directory**. Northbrook, IL, 1984.

166. ULM, F. – The “Chunnel” Fire II: Analysis of Concrete Damage. **Journal of Engineering Mechanics**. V.125, n.3. ASCE – American Society Civil Engineering. Reston, 2000.
167. VELASCO, R.V. – Concreto de Alto Desempenho Reforçado com fibras de Polipropileno e Sisal Submetido a Altas Temperaturas. **Dissertação de Mestrado** – Programa de Engenharia Civil – COPPE UFRJ, 2002.
168. VELASCO, R. et al. – Comportamento Tensão-deformação do Concreto de Alto Desempenho submetido a Altas Temperaturas. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**. São Paulo, 2003.
169. VIEIRA, S.R.S.S; ISHIKAWA, P.H. – **Avaliação dos Danos Provocados por Incêndio em Estruturas de Concreto. Estudo de Caso**. São Paulo, 1999.
170. WADE, C.A. – Performance of Concrete Floors Exposed to Real Fires. **Journal of Fire Protection Engineering**. Bethesda, 1994.
171. WARD, T. et al. – **Epoxy Intumescent Coatings Current Philosophy. Protective Coatings Europe PCE Magazine**. V.1, n.12. Pittsburgh, 1996. Disponível em: <http://www.protectivecoatings.com/library/library.cfm>
172. YAMASHIRO, A.T. – Spalling no Concreto. **Programa Institucional de Iniciação Científica – PIBIC/CNPq – PRP**. FEC – UNICAMP. Campinas, 2008.
173. ZHANG, B. et al. – Relationship between Brittleness and Moisture loss of Concrete Exposed to High Temperatures. **Cement and Concrete Research**. Vol. 32, n°3, 2002.
174. ZEIML, M.; LACKNER, R.; MANG, H. – Experimental Insight into Spalling behavior of Concrete Tunnel linings under Fire loading. **Acta Geotechnica**. Vol 3, pp. 295-308. 2008.
175. ZEIML, M.; LEITHNER, D.; LACKNER, R.; MANG, H. – How do Polypropylene Fiber improve the Spalling behavior of in-situ Concrete? **Cement and Concrete Research**. N°. 36, pp. 929-942. December, 2005.

APÊNDICE GERAL

Neste Apêndice são apresentados os resultados referentes ao:

Projeto de Norma encaminhado à Associação Brasileira de Normas Técnicas – Carta da Superintendente do ABNT/CB-18 Eng^a. Inês Laranjeira da Silva Battagin;

Ensaios de Caracterização dos Materiais - granulometria dos agregados, as dosagens das oito misturas de concreto e as planilhas e gráficos de porosidade das oito misturas;

Resultados dos Ensaios - as figuras das placas após aquecimento, os gráficos das curvas obtidas das leituras dos termopares, as planilhas com os dados obtidos do termopares e as planilhas de comparação da curva de ensaio posicionada à 10 cm do corpo-de-prova, com a curva ISO 834:1975, com os desvios das duas.

Carta Resposta do ANBT/CB-18

CB-18
Comitê Brasileiro de Cimento,
Concreto e Agregados



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS
FÓRUM NACIONAL DE NORMALIZAÇÃO
CERTIFICADORA DE PRODUTOS E SISTEMAS

São Paulo, 24 de maio de 2010
N/Ref.:CB-18/16/2010

M.Sc. Eng. Adriana Ap. Ambrosio de Souza
Laboratório de Estruturas e Construção Civil
FEC - UNICAMP

Prezada Senhora

Atesto que recebi sua proposta de texto-base intitulado "Verificação em Laboratório do Lascamento Explosivo de Concreto em Situação de Incêndio - Procedimento", bem como sua solicitação para o desenvolvimento de uma Norma Brasileira sobre o tema.

Agradeço o encaminhamento das referências bibliográficas compiladas para desenvolvimento desse trabalho, que mostram a preocupação em inserir o procedimento proposto no contexto normativo nacional, tomando como base o que se verifica internacionalmente.

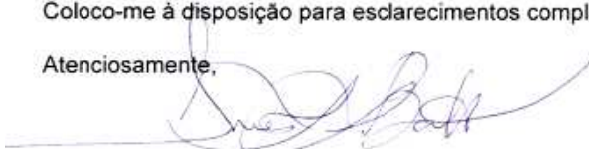
Esclareço que a Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT desenvolve seu trabalho de forma descentralizada, por meio dos Comitês Brasileiros (CB) e dos Organismos de Normalização Setorial (ONS) em âmbitos de atuação definidos e aprovados pelo Conselho Deliberativo da entidade. No site da ABNT podem ser consultados os âmbitos de atuação de todos os Comitês Brasileiros e Organismos de Normalização Setorial.

Dessa forma, apesar do ABNT/CB-18, Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados ser responsável pelo desenvolvimento das Normas Brasileiras sobre concreto e seus materiais constituintes, o ABNT/CB-24 – Segurança Contra Incêndio responde por essa área específica de trabalho, considerando qualquer material.

Portanto, como sua solicitação depende de um trabalho conjunto entre os dois Comitês citados, sua solicitação foi encaminhada à Gerência de Normalização da ABNT para análise, de forma a se verificar a possibilidade de desenvolvimento desse trabalho.

Coloco-me à disposição para esclarecimentos complementares.

Atenciosamente,


Engª Inês Laranjeira da Silva Battagin
Superintendente do ABNT/CB-18

Sede da ABNT: Av. Treze de Maio, 13/28º andar – Tel.: (21) 3974-2300 – Fax.: (21) 2220-6436 – Rio de Janeiro-RJ – 20003-900
ABNT/CB-18: Av. Torres de Oliveira, 76 – Tel/Fax: (11) 3760-5329 – São Paulo-SP – 05347-902

Figura A.1 – Carta referente ao Projeto de Norma enviado ao ANBT/CB-18.

A seguir está apresentado a primeira versão do esboço do Projeto de Norma encaminhado à Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Projeto de Norma

Projeto de Norma: Verificação em Laboratório do Lascamento Explosivo de Concreto em Situação de Incêndio - Procedimento.

Sumário

Prefácio

1 Objetivo

2 Referências normativas

3 Aparelhagem

4 Execução do ensaio

5 Resultados

A ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – é o Fórum Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (ABNT/CB) e dos Organismos de Normalização Setorial (ABNT/ONS), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas por representantes dos setores envolvidos, delas fazendo parte: produtores, consumidores e neutros (universidades, laboratórios e outros).

Os Projetos de Norma Brasileira, elaborados no âmbito dos ABNT/CB e ABNT/ONS, circulam para Consulta Pública entre associados da ABNT e demais interessados.

1 Objetivo

1.1 Este Projeto de Norma prescreve o método pelo qual se determina o índice de lascamento explosivo de um concreto mediante aquecimento sob a Curva Padrão. O método é aplicável para determinação em laboratório.

2 Referências Normativas

Na aplicação deste Projeto é necessário consultar:

NBR12821: 1983 - Preparação do concreto em laboratório;

NBR NM 67: 1998 – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone;

NBR 5739:1974 – Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos;

NBR 5738: 2003 – Moldagem e cura dos corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos de concreto;

NBR 6118: 2003 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento;

NBR 15200: 2004 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – procedimento;

NBR 5628: 2001 – Componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo;

ISO 834: 1975 – Fire – Resistance tests – Elements of Building Construction. Part 1: General Requirements.

3 Aparelhagem

3.1 Forno

Para a verificação da tendência ao lascamento explosivo de concreto em situação de incêndio é necessário um forno para aquecimento, que tenha potência necessária para aquecimento segundo a taxa da Curva Padrão da International Organization for Standardization – ISO 834: 1975, das amostras de concreto, conforme ilustra a Figura A.2:

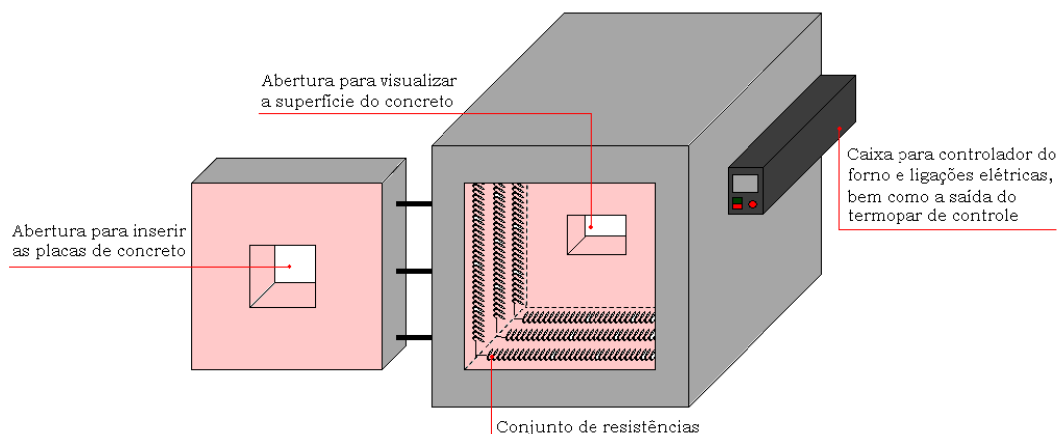


Figura A.2 – Forno para aquecimento das amostras de concreto em função da curva de aquecimento da ISO 834:1975.

A abertura na porta do forno deve apresentar dimensão que acomode a placa em que haja folga de no máximo 10 mm, para que seja colocada uma manta de fibra de vidro para isolar a placa e evitar a perda de calor.

A dimensão ideal para o forno não é especificada, pois pode – se adquirir um somente para esta finalidade. Portanto a dimensão importante seria a abertura na porta para inserir a placa. Caso seja necessário utilizar o forno para aquecimento de corpos – de – prova cilíndrico, de dimensão igual a 150 x

300 (mm), deve – se ter um forno com dimensão interna de 400 x 400 x 400 (mm), pelo menos.

A Figura A.3 ilustra a frente e a parte de trás do forno. Na parte da frente, há a abertura para inserir a placa. Caso seja necessário pode ser tampada para ensaios de outros espécimes. A abertura frontal, também permite a colocação de termopares para leitura na face aquecida e na face fria da placa de concreto.

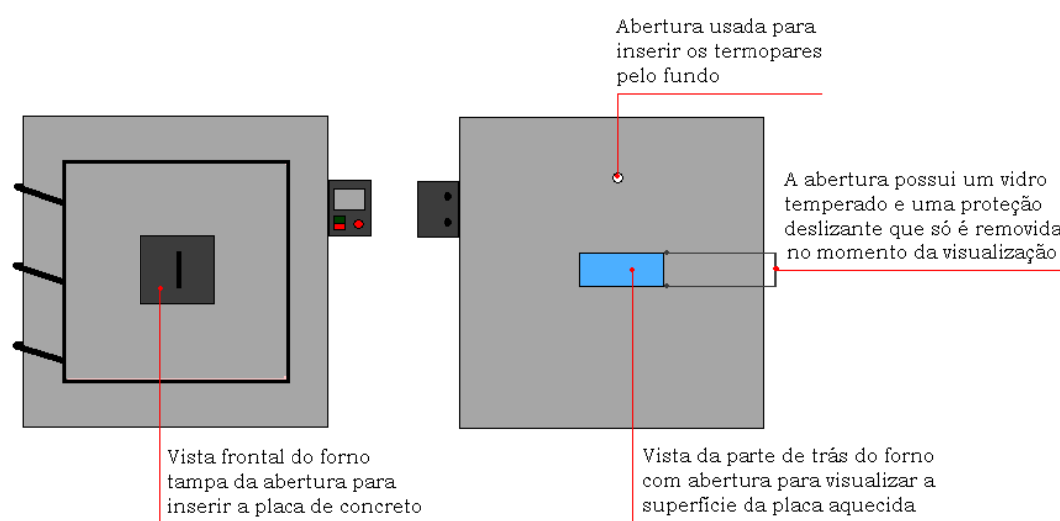


Figura A.3 – Ilustração do forno para aquecimento.

As placas de concreto deverão ser adquiridas a partir da moldagem de vigas prismáticas de dimensão 150 x 150 x 500 (mm) (Figura A.4).

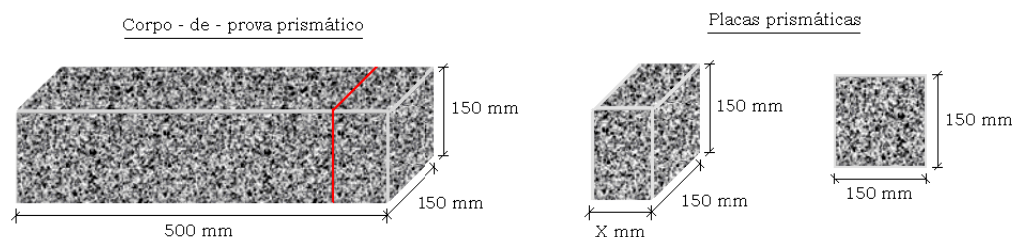


Figura A.4 – Viga prismática moldada de acordo como procedimento da NBR 5738:2003 e corte das placas.

Após a idade de 28 dias, as vigas prismáticas devem ser cortadas com o objetivo de obter as placas que são submetidas ao ensaio de aquecimento. A dimensão X refere – se a espessura da placa, que pode ser variável. Desta forma pode – se verificar a influência da espessura quando ocorrer o aquecimento.

3.2 Estufa

A estufa deve ser utilizada para secar as placas de concreto antes do procedimento de saturação de uma face.

Após o corte das placas, as mesmas devem permanecer em estufa ($T = 60^{\circ}\text{C}$, 24 horas) com o intuito de não ter a variável umidade no ensaio. Porém uma face da placa deverá ser saturada, para isso é necessária a obtenção de um recipiente para colocar água e a placa, bem como apoios para que estas não fiquem totalmente submersas (Figura A.5).

O objetivo deste procedimento é proporcionar uma situação real, ou seja, interferência do Corpo de bombeiro ao cessar o incêndio, pois neste caso tem – se uma face aquecida e a outra saturada.



Figura A.5 – Procedimento para saturar uma face da placa de concreto, antes do aquecimento.

3.3 Termopares

Os termopares para adquirir os pontos de leitura devem ser, preferencialmente, do tipo CRAL K para temperatura de trabalho máxima de

1200°C, de elemento simples, rabicho de PVC (90°) e haste de no mínimo 50 mm de comprimento.

3.4 Aquisitor de dados

Deve – se ter um aquisitor para leitura de, no mínimo, 7 termopares. Este aquisitor pode ser instalado no próprio forno, dependendo do fabricante. Neste caso, o controlador mais aquisitor manual ou não, deve permitir a entrada dos dados de aquecimento.

Pode – se utilizar um aquisitor portátil com entrada USB para Lap Top, normalmente este já apresenta a curva de aquecimento determinada (Figura A.6), somente é necessária a ligação do controle do forno com o aquisitor. Em ambos, os dados são trabalhados em planilha de dados, para que seja possível gerar as curvas de aquecimento de cada ponto lido.

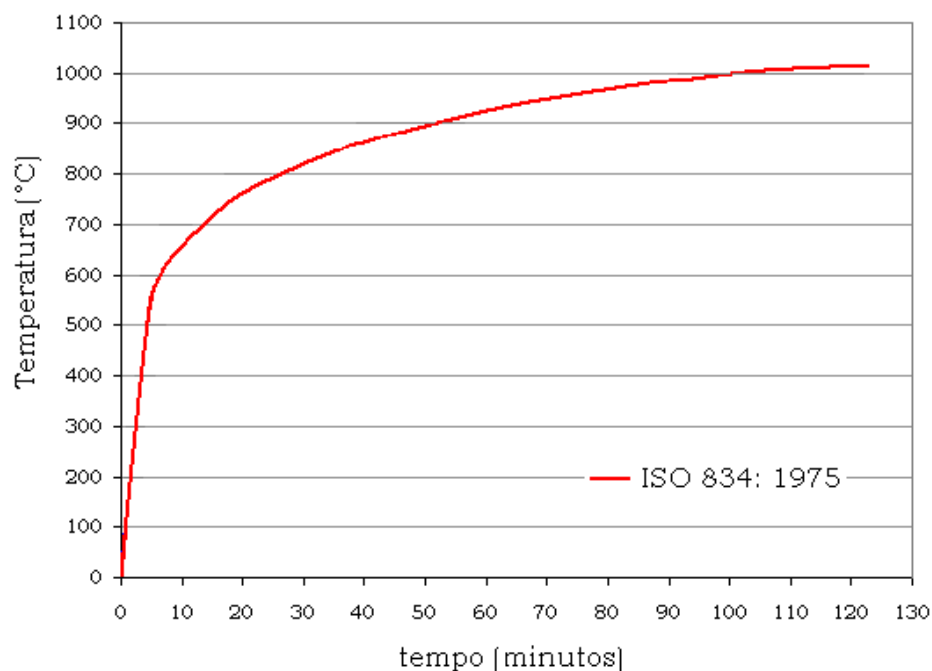


Figura A.6 – Curva Padrão para aquecimento (temperatura versus tempo). ISO 834 (1975).

4 Execução do ensaio

O procedimento de ensaio tem como objetivo avaliar a tendência ao lascamento explosivo de concreto.

Atualmente a segurança de estruturas em situação de incêndio vem sendo discutida no meio técnico. Portanto, ao ser definida a resistência de um concreto, com este procedimento pode – se verificar se o mesmo apresenta tendência ao lascamento explosivo e, qual o grau de severidade do mesmo, classificando – o em função dos dados apresentados na Tabela 1, do item resultados.

O primeiro procedimento para o ensaio é definir a proporção de materiais, ou seja, o traço de concreto, através de uma correta dosagem. Com isso, o concreto é executado e ensaiado para obter sua resistência aos 28 dias.

Deve – se moldar dez corpos-de-prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) para determinar compressão axial e módulo de elasticidade, segundo os procedimentos das normas da ABNT.

Moldar três vigas prismáticas (150 mm x 150 mm x 500 mm) para obter, pelo processo de corte, as placas de espessuras variadas (75 mm, 100 mm e 150 mm).

Aos 28 dias secar as placas em estufa ($T = 60^{\circ}\text{C}$ e $t = 24$ horas) para eliminar a umidade do concreto.

Após esse procedimento, deve – se umedecer uma face da placa para que fique saturada.

O tempo para saturar uma face, até verificar umidade em 1cm da espessura da placa, deve ser determinado antecipadamente, pois dependerá da dosagem do concreto.

Após esse procedimento cada placa deverá ser submetida ao ensaio Padrão de aquecimento, sendo que a superfície saturada deve permanecer exposta ao ambiente e a face seca voltada para dentro do forno.

Ao iniciar o aquecimento do forno, segundo a Curva Padrão da ISO 834:1975, deve – se, a cada cinco minutos, retirar a proteção do vidro e tirar uma foto. Após obter a imagem, deve – se fechar a proteção para que o vidro não se danifique com a temperatura elevada.

Se não ocorre desprendimento violento da camada superficial do concreto, proceder com o aquecimento até atingir a temperatura máxima do ensaio Padrão.

As imagens obtidas deverão ser avaliadas em relação ao número de fissuras pela área da placa e em relação a perda de material em relação a massa inicial da amostra.

5 Resultados

Os resultados deverão ser analisados em função das Tabela A.1 e A.2. A Tabela A.1 apresenta o Índice de Fissuras em porcentagem para diferentes classes de exposição. O lascamento explosivo é apresentado em função do número de fissuras por área exposta da placa, através da Equação A.1:

$$IF = \frac{LF}{S} \quad (\text{mm/mm}^2)$$

Eq. (A.1)

As variáveis são:

IF – Índice de fissuras (%);

LF –Comprimento total de fissuras (obtido através da soma das fissuras idenfitificadas a olho nu na face aquecida) em mm;

S – Área da placa em mm²

Tabela A.1 – Faixas de exposição do lascamento explosivo em função do Índice de Fissuras de concretos submetidos ao incêndio, para placas de 150 mm x 150mm e aquecidas pelo ensaio Padrão ISO 834:1975.

Tipo de Exposição	Índice de Fissuras (IF) (mm/mm²)
Fraca	$0 \geq IF < 25$
Moderada	$25 > IF < 50$
Forte	$50 > IF < 75$
Severa	$75 > IF < 100$

Os resultados deverão ser analisados, também, em função da Tabela A.2. A Tabela A.2 apresenta grau de lascamento explosivo em função da massa de material perdida em função da massa inicial, conforme Equação A.2:

$$IPM = \frac{M_o - M_f}{M_o} \times 100 \quad (\%)$$

Eq. (A.2)

As variáveis são:

IPM – Perda de material (%)

M_o – Massa inicial da placa (kg)

M_f – Massa final da placa, após aquecimento (kg)

Tabela A.2 – Faixas de exposição do lascamento explosivo em função da Perda de material superficial de concretos submetidos ao incêndio, para placas de 150 mm x 150mm e aquecidas pelo ensaio Padrão ISO 834:1975.

Grau de Lascamento	Perda de Material (IPM) (%)
Fraca	$0 \geq IPM < 25$
Moderada	$25 > IPM < 50$
Forte	$50 > IPM < 75$
Severa	$75 > IPM < 100$

Deve – se salientar que a tendência ao lascamento explosivo mais severo acontece a partir do momento em que começa ocorrer perda de material superficial. Portanto, quando o Índice de Fissura entra na faixa mais severa, a tendência ao desprendimento de material é maior.

Faz – se necessário avaliar os resultados em função das duas tabelas anteriormente apresentadas, em função da elevação de temperatura, pois um mesmo concreto em dada temperatura pode apresentar fissura e não desprendimento, ou só fissuras. Em outro momento pode ocorrer fissura até determinada temperatura e após ela ocorrer desprendimento.

As tabelas não apresentam a relação de temperatura com o índice nem com o desprendimento de material, por que isso é influenciado por cada dosagem de concreto..

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A qualidade do concreto depende, entre outros, da qualidade dos materiais constituintes, cuidados no preparo e aplicação, e ainda, das condições ambientais que será exposto. Este capítulo apresenta os ensaios realizados para os agregados grão e miúdo (basalto e calcáreo), a especificação do cimento, especificados aditivos, da adição e da água, e ensaios relacionados às misturas de concreto. Apresentam – se, então, os ensaios realizados, segundo a *Associação Brasileira de Normas Técnicas* – ABNT.

CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Cimento

O cimento usado na pesquisa foi o CP II E 40 RS, que é hoje na produção de concreto no Estado de São Paulo, um dos tipos mais encontrado no mercado, em disposição a granel e ensacado.

Este tipo de cimento apresenta composição de adições intermediária entre o CP V ARI e o CP III. A Tabela A.3 apresenta a análise resumida do cimento, fornecida pelo fabricante.

Tabela A.3 – Análise do cimento CP II E-40.

Exigência de Norma e resultados	Exigências Físicas e Mecânicas									Exigências Químicas		
	Finura			Tempo de pega		Resistência à compressão (MPa)				Resíduo insolúvel (%)	Perda ao Fogo (%)	MgO (%)
	# 75 mm	# 45 mm	Blaine (cm ² /g)	Início (min)	Fim (min)	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias			
Norma	≤ 10,0	xx	≥ 2800	≥ 1	≤ 10	≥ 11,0	≥ 15,0	≥ 25,0	≥ 40,0	≤ 2,5	≤ 6,5	≤ 6,5
Média	0,40	1,85	4681	176	279	20,7	35,1	41,7	50,1	0,37	3,58	2,36
Mínimo	0,11	0,92	4400	130	200	0,0	32,0	37,8	44,8	0,10	2,48	1,43
Máximo	1,22	5,99	4950	225	365	24,2	42,0	46,3	54,0	0,78	4,64	3,32
Desvio Médio	0,10	0,41	102	17	23	1,4	1,5	1,7	1,6	0,13	0,26	0,27

AGREGADOS: GRAÚDOS E MIÚDO***Apreciação Petrográfica***

➤ **NBR 7389-1: 2009** - Agregados – Análise petrográfica de agregado para concreto. Parte 1: Agregado miúdo

Esta parte da NBR 7389 (ABNT, 2009) descreve um método para análise petrográfica de agregado miúdo, com o objetivo de permitir sua avaliação para uso em concreto. Este método baseia-se na identificação e quantificação das fases minerais presentes na amostra. O agregado miúdo utilizado apresenta granulometria fina, de origem eólica e com 90% de quartzo em sua composição, conforme segue a Tabela A.4, com a análise petrográfica da mesma.

Tabela A.4 – Apreciação petrográfica do agregado miúdo, areia (adap. de SBRIGHI, 2006).

Origem	Analândia/SP	
Composição mineralógica	Inócuos: quartzo, minerais máficos	
	Deletérios: ---	
	Potencial Deletérios: ---	
	Friáveis: fragmentos de rocha alterada; crostas limoníticas	
Classificação (NBR 7211)	() zona ótima	() zona utilizável
Grau de arredondamento	(x) arredondado	() subarredondado
	() anguloso	() subanguloso
Grau de estencidade	() alto	() baixo
Superfície do grão	(x) polida	() fosca () rugosa
Observações adicionais	Trata-se de uma areia natural de formação tipicamente eólica com grãos arredondados e superfície predominantemente polida.	
Potencialidade de utilização da areia	Embora esteja fora da zona utilizável da Norma Técnica, este material pode ser usado, sem restrições, como agregado para concreto.	

➤ **NBR 7389-2: 2009** - Agregados – Análise petrográfica de agregado para concreto. Parte 2: Agregado graúdo

Esta parte da NBR 7389 (ABNT, 2009) descreve o método para análise de agregado graúdo natural ou aquele proveniente de cominuição de rocha, com o objetivo de permitir sua avaliação para uso em concreto. Este método baseia-se na identificação e estimativa das fases minerais, texturas e estruturas presentes na amostra, além do seu estado de alteração e da propriedade físico-mecânica da rocha.

As Tabelas A.5 e A.6 apresentam as apreciações petrográficas dos agregados, primeiro classificado como basáltico e o segundo classificado como calcáreo, utilizados nas dosagens dos concretos como pedrisco e agregado graúdo.

Tabela A.5 – Apreciação petrográfica do agregado basalto (graúdo e pedrisco) (adap. de SBRIGHI, 2005; *com permissão da Pedreira Galvani*).

Tipo	() Cascalho	() Pedrisco	() Fragmento de Rocha	() Testemunho de Sondagem	(X) Pedra Britada
Cor	Negra		No estado seco		Negra
Estrutura/textura		Compacta/afanítica			
Estado de alteração			() Rocha pouco alterada	() Rocha alterada	(X) Rocha sã
Composição mineralógica			Minerais essenciais: feldspato e piroxênios Minerais acessórios: minerais máficos Minerais carbonáticos: ausentes Minerais deletérios: ausentes		
Classificação petrográfica			Rocha basáltica		
Propriedades Físico mecânicas			(X) Rocha muito coerente () Rocha pouco coerente () Rocha coerente () Rocha friável		
Forma dos fragmentos/ Índice de forma I.F. (MB 1776)			(X) lamelar: 5 % (X) cúbica: 90 % (X) alongada: 5 % () não se aplica: -		
Observações adicionais			Não há.		
Poncialidade de utilização do agregado			Tendo em vista as características petrográficas apresentadas o material pode ser utilizado como agregado para concreto.		

Tabela A.6 – Apreciação petrográfica do agregado calcáreo (graúdo e pedrisco) (adap. de SBRIGHI, 2007; *com permissão* da Khouri, Cajamar, SP).

Tipo	() Cascalho	() Pedrisco	() Fragmento de Rocha	() Testemunho de Sondagem	(X) Pedra Britada
Cor	Cinza escuro		No estado seco		Cinza escuro
Estrutura/textura		Compacta/afanítica venulada (venulações claras em massa escura)			
Estado de alteração			() Rocha pouco alterada	() Rocha alterada	(X) Rocha sã
Composição mineralógica			Minerais essenciais: calcita e dolomita Minerais acessórios: quartzo Minerais carbonáticos: presentes Minerais deletérios: ausentes		
Classificação petrográfica			Rocha carbonática		
Propriedades Físico mecânicas			() Rocha muito coerente () Rocha pouco coerente (X) Rocha coerente () Rocha friável		
Forma dos fragmentos/ Índice de forma I.F. (MB 1776)			(X) lamelar: 15 % (X) cúbica: 80 % (X) alongada: 5 % () não se aplica: -		
Observações adicionais			Não há.		
Poncialidade de utilização do agregado			Tendo em vista as características petrográficas apresentadas o material pode ser utilizado como agregado para concreto.		

Análise Granulométrica

- **NBR NM 248: 2003** - Agregados – Determinação da composição granulométrica.

A Tabela A.7 apresenta a análise granulométrica do agregado miúdo utilizado em todas as dosagens de concreto, tanto as que foram preparadas com agregados de calcário como as que foram preparadas com agregados de basalto.

Tabela A.7 – Análise granulométrica do agregado miúdo.

Peneira (mm)	Massa Retida (g)	% Retida (calculada)	% Retida (adotada)	% Retida Acumulada
4,8	0	0,0	0	0
2,4	0	0,0	0	0
1,2	2,5	0,3	0	0
0,6	17,1	1,8	2	2
0,3	224,9	23,2	23	25
0,15	620,6	64,1	64	89
fundo	102,9	10,6	11	100
Total	968		100	116
MF = 1,16 e D_{máx} = 0,6 mm				

A Figura A.7 mostra as faixas granulométricas da NBR NM 248 (ABNT, 2003) e a curva do agregado miúdo, utilizado nas misturas de concreto, classificando – os de acordo com a faixa na qual estão inseridos.

Verifica – se pela curva apresentada que esta areia é muito fina, por estar abaixo do limite inferior de utilização. Isso faz com que a superfície seja maior, ou seja, maior área de molhagem, conseqüentemente, para um mesmo abatimento é necessário acrescentar mais água na mistura.

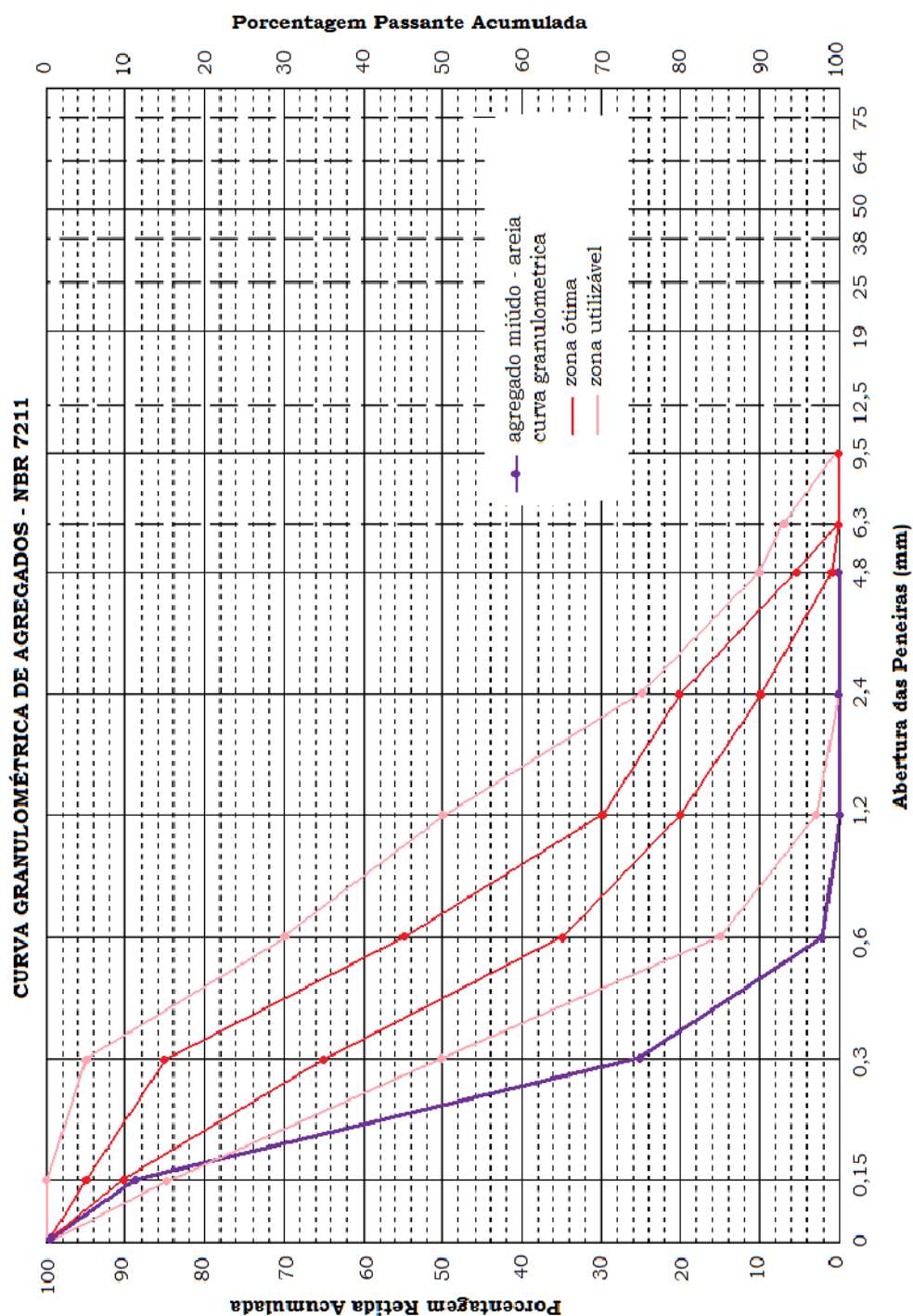


Figura A.7 – Curva granulométrica do agregado miúdo e zona ótima e utilizável.

A busca pela composição granulométrica adequada se faz no sentido de obter um concreto com maior compacidade, com conseqüente menor índice de vazios, maior economia de cimento, maior ganho de resistência e também maior durabilidade, sendo que os agregados ocupam de 65% a 75% do volume do concreto e isto faz com que estes acabem exercendo grande influência nas propriedades da mistura.

Os agregados devem ser compostos por grãos minerais duros, compactos, estáveis, duráveis, limpos e, não devem conter substâncias de natureza e em quantidade que possam afetar a hidratação e o endurecimento do cimento, a proteção da armadura contra a corrosão e a durabilidade. As granulometrias do pedrisco e do agregado graúdo de basalto são apresentadas nas Tabelas A.8 e A.9.

Tabela A.8 - Análise granulométrica do pedrisco de basalto.

Peneira (mm)	Massa Retida (g)	% Retida (calculada)	% Retida (adotada)	% Retida Acumulada
38	0,0	0,0	0	0
32	0,0	0,0	0	0
25	0,0	0,0	0	0
19	0,0	0,0	0	0
12,5	0,0	0,0	0	0
9,5	50,0	0,9	1	1
6,3	1800,0	34,0	34	35
4,8	2150,0	40,6	40	75
2,4	1050,0	19,8	20	95
1,2	0,0	0,0	0	95
0,6	0,0	0,0	0	95
0,3	0,0	0,0	0	95
0,15	0,0	0,0	0	95
fundo	250,0	4,7	5	100
Total	5300,0		100	551
MF = 5,51 e D_{máx} = 9,5 mm				

Tabela A.9 – Análise granulométrica do agregado graúdo de basalto.

Peneira (mm)	Massa Retida (g)	% Retida (calculada)	% Retida (adotada)	% Retida Acumulada
38	0,0	0,0	0	0
32	0,0	0,0	0	0
25	0,0	0,0	0	0
19	150,0	2,4	2	2
12,5	3950,0	62,2	62	64
9,5	1150,0	18,1	18	82
6,3	950,0	15,0	15	97
4,8	100,0	1,6	2	99
2,4	0,0	0,0	0	99
1,2	0,0	0,0	0	99
0,6	0,0	0,0	0	99
0,3	0,0	0,0	0	99
0,15	0,0	0,0	0	99
fundo	50,0	0,8	1	100
Total	6350,0		100	678
MF = 6,78 e D_{máx} = 19 mm				

A Figura A.8 mostra as faixas granulométricas da NBR NM 248 (ABNT, 2003) e as curvas do agregado graúdo e do pedrisco de basalto, utilizados nas misturas de concreto.

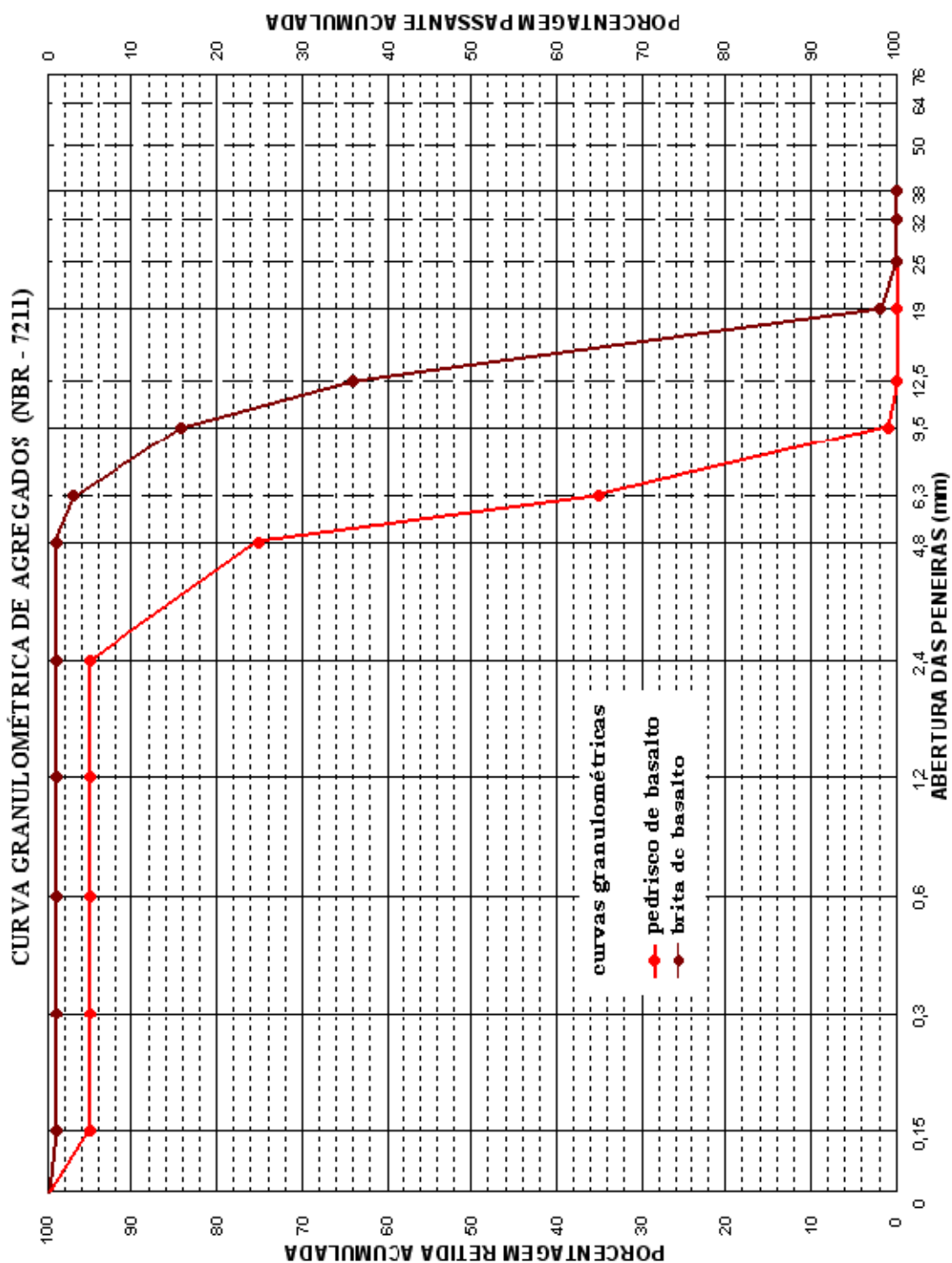


Figura A.8 – Curva granulométrica dos agregados graúdos, brita e pedrisco de basalto.

As granulometrias do pedrisco e do agregado graúdo de calcáreo são apresentadas nas Tabelas A.10 e A.11 do Apêndice, no Volume 2 desta pesquisa.

Tabela A.10 - Análise granulométrica do pedrisco de calcáreo.

Peneira (mm)	Massa retida (g)	% Retida (calculada)	% Retida (adotada)	% Retida Acumulada
38	0,0	0,0	0	0
32	0,0	0,0	0	0
25	0,0	0,0	0	0
19	0,0	0,0	0	0
12,5	0,0	0,0	0	0
9,5	50,0	1,0	1	1
6,3	1650,0	34,0	34	35
4,8	1150,0	23,7	24	59
2,4	1100,0	22,7	23	82
1,2	0,0	0,0	0	82
0,6	0,0	0,0	0	82
0,3	0,0	0,0	0	82
0,15	0,0	0,0	0	82
fundo	900,0	18,6	18	100
Total	4850,0		100	470
MF = 4,70 e D_{máx} = 9,5 mm				

Tabela A.11 - Análise granulométrica do agregado graúdo de calcáreo.

Peneira (mm)	Massa Retida (g)	% Retida (calculada)	% Retida (adotada)	% Retida Acumulada
38	0,0	0,0	0	0
32	0,0	0,0	0	0
25	0,0	0,0	0	0
19	50,0	0,7	1	1
12,5	4600,0	65,2	65	66
9,5	1400,0	19,9	20	86
6,3	800,0	11,3	11	97
4,8	150,0	2,1	2	99
2,4	0,0	0,0	0	99
1,2	0,0	0,0	0	99
0,6	0,0	0,0	0	99
0,3	0,0	0,0	0	99
0,15	0,0	0,0	0	99
fundo	50,0	0,7	1	100
Total	7050,0		100	681
MF = 6,81 e D_{máx} = 19 mm				

A Figura A.9 mostra as faixas granulométricas da NBR NM 248 (ABNT, 2003) e as curvas do agregado graúdo e do pedrisco de calcáreo, utilizados nas misturas de concreto.

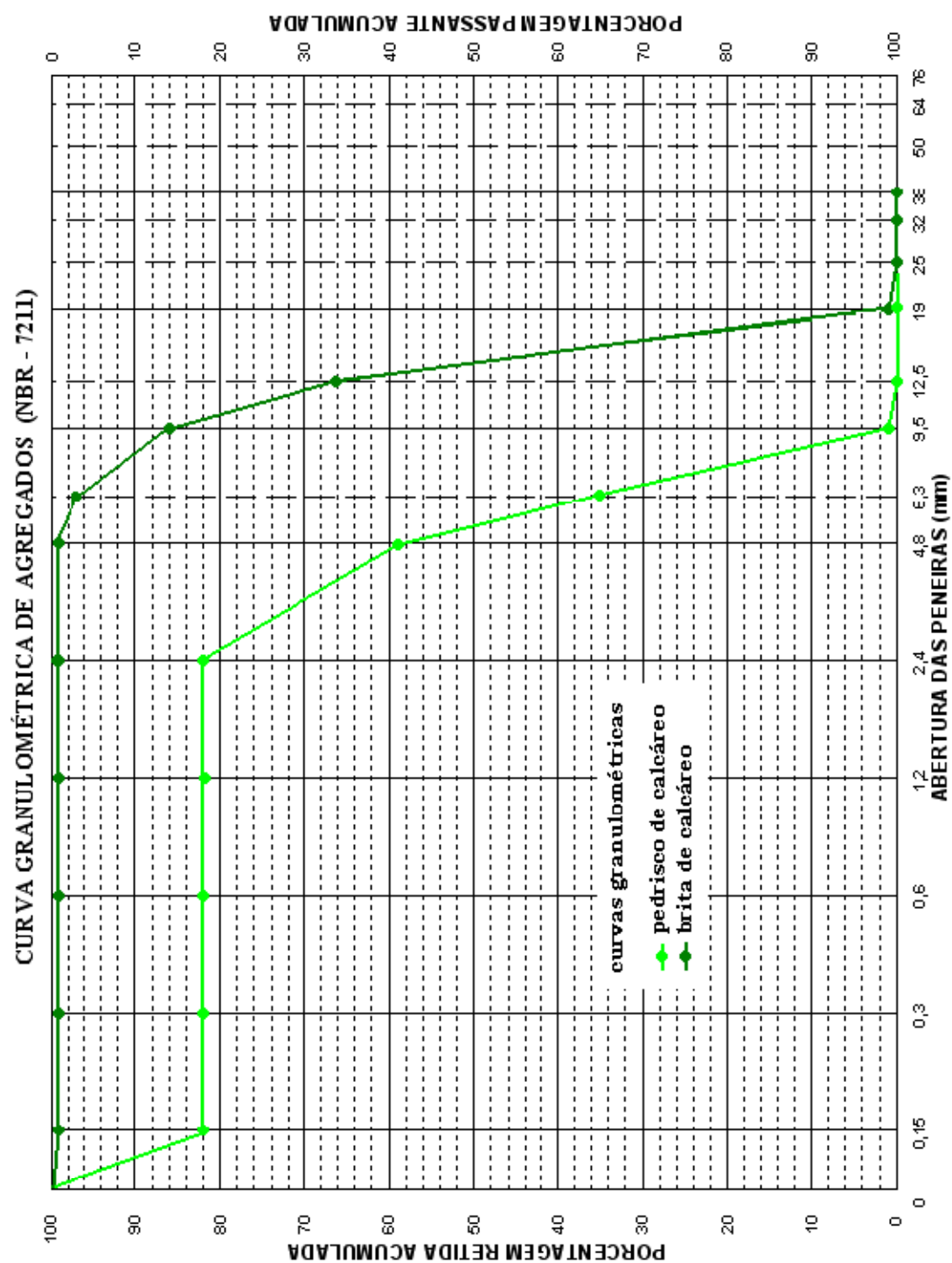


Figura A.9 – Curva granulométrica dos agregados graúdos, brita e pedrisco, de calcáreo.

Massa Específica e Massa Unitária

- **NBR 9776: 1986** - Agregados – Determinação massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman.

A Figura A.10 mostra o ensaio realizado com o agregado miúdo, no qual obteve-se os resultados apresentados na Tabela A.12, que mostra a média do resultado obtido para a areia fina rosa (90% de quartzo) utilizada nas misturas de concreto.

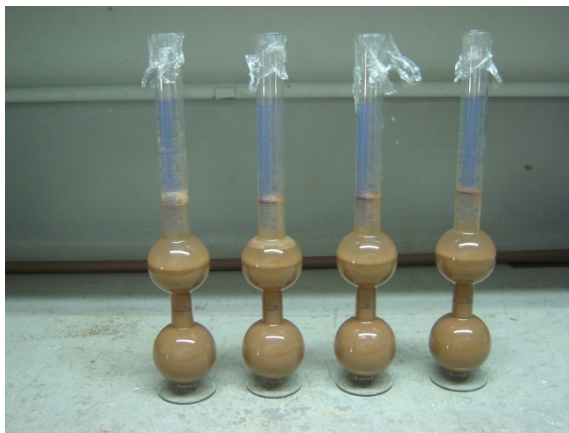


Figura A.10 – Ensaio para determinar a massa específica do agregado miúdo por meio do frasco de Chapman.

Tabela A.12 – Resultados do ensaio de masa específica para o agregado miúdo.

Leituras (cm³)	Massa específica (g/cm³)
391	2.62
391	2.62
391	2.62
388	2.66
$\gamma_{med} = 2.6282 \text{ g/cm}^3$	

➤ **NBR 7251: 1982** - Agregado em Estado Solto – Determinação da massa unitária.

A massa unitária no estado solto é a relação entre a massa de agregado lançado em um recipiente, sem compactar, e o volume deste recipiente, ou seja, o volume observado dos agregados também inclui os vazios entre os fragmentos, os vazios permeáveis e vazios impermeáveis contidos nos grãos.

A determinação da massa unitária em estado solto é feita utilizando - se um recipiente em forma de paralelepípedo, de material metálico, reproduzindo assim a situação tal qual é utilizado em uma obra.

A Figura A.11 ilustra o ensaio anteriormente descrito, para o agregado graúdo e para o agregado miúdo.



Figura A.11 - Ensaio de massa específica no estado solto; (a) agregado graúdo calcáreo e (b) agregado miúdo areia eólica.

Importância do ensaio se dá para obter a conversão da massa em volume (e vice versa) quando os agregados são cubicados em volume, conforme realizado nas dosagens em pequenas obras ou para aquisição de materiais e de controle de estoque.

Na Tabela A.13 estão apresentados os resultados realizados para os agregados utilizados nesta pesquisa.

Tabela A.13 – Determinação da massa unitária (estado solto) dos agregados utilizados na preparação das misturas de concreto.

NBR 7251: 1982 - Agregado em Estado Solto - Determinação da massa unitária					
Agregado	Recipiente (l)	M _R (g)	M _{A+R} (g)	M _A (g)	γ _U (g/cm³)
miúdo: Areia fina rosa	15	9950	32000	22163	1,48
			32100		
			32000		
			32350		
Agregado graúdo: Basalto	20	9450	42000	32375	1,62
			41700		
			41500		
			42100		
Agregado graúdo: Calcáreo	20	9450	38950	29363	1,47
			38900		
			38600		
			38800		

M_A = massa do agregado; M_{A+R} = massa do agregado mais massa do recipiente

M_R = massa do recipiente; γ_U = massa unitária calculada

ADITIVOS

➤ **NBR 11768: 1992** - Aditivos para concreto de Cimento Portland.

Para esta pesquisa foram utilizados dois aditivos na preparação das misturas de concreto. Para as misturas de resistências entre 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa o aditivo foi o Mira 96 e para as misturas de 80 MPa o aditivo utilizado foi o Glenium 3200. A seguir segue as principais características deles.

➤ **Aditivo plastificante polifuncional**

Optou-se por um aditivo plastificante polifuncional, redutor de água de alta eficiência que, utilizado com cimentos de alto teor de adições, não compromete a resistência inicial. Pode ser utilizado em várias dosagens, desde de concretos normais até pisos industriais, permitindo obter elevada capacidade plastificante. Apresenta boa trabalhabilidade e acabamento superficial.

➤ **Aditivo superplastificante**

O aditivo superplastificante utilizado é livre de cloretos e foi desenvolvido para produção de concretos fluidos e de alto desempenho. Tem como principais propriedades reduzir a relação a/c (em até 40%), a permeabilidade, a segregação, as fissuras e o tempo de cura ambiente. Aumenta a resistência à compressão e a trabalhabilidade.

ÁGUA

Em relação ao preparo e aplicação do concreto muitas vezes os profissionais da área acreditam que, atendendo aos requisitos de qualidade para os materiais cimento, agregados, adições e aditivos, alguns procedimentos de aplicação do concreto já são suficientes para a garantia do concreto durável, porém, por desconhecimento ou descaso acabam se esquecendo da água e suas implicações, seja esta de amassamento ou cura.

A água usada no amassamento do concreto não deve conter impurezas que possam vir prejudicar as reações entre ela e os compostos do cimento. Porém, os maiores defeitos provenientes da água têm maior relação com a quantidade utilizada, relacionada com a quantidade de cimento, do que propriamente com os elementos que ela possa conter.

Para as misturas de concreto foi utilizada água proveniente de rede pública da cidade de Campinas/SP, em conformidade com a norma IRAN 1601 (IRAN, 1986), cujo resultado encontra-se na Tabela A.14.

Tabela A.14 – Análise química da água.

ÁGUA	Cloretos (mg/l)	Matéria orgânica (mg/l)	Açúcar (mg/l)	Sulfatos (mg/l)	Teor de sólidos (%)	Ph
Rede pública	7,70	0	Ausente	2,88	0,13	7,36

ESTUDOS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2007), os requisitos de qualidade de uma estrutura de concreto são classificados em três grupos distintos: *capacidade resistente* (segurança à ruptura), *desempenho em serviço* (capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização para a qual foi projetada) e *durabilidade* (resistir às influências ambientais previstas e definidas). Para tal é necessário que o profissional tenha domínio dos principais conceitos e propriedades do concreto fresco e endurecido.

O estudo de dosagem deve ser realizado com os mesmos materiais e condições semelhantes àquelas da obra, tendo em vista as prescrições do projeto e as condições de execução. O cálculo da dosagem do concreto deve ser feito cada vez que for prevista uma mudança de marca, tipo ou classe do cimento, na procedência e qualidade dos agregados e demais materiais.

Além das exigências mínimas especificadas, conforme citado acima, o concreto deve ser dosado a fim de minimizar a segregação no estado fresco, atender as operações de mistura, transporte, lançamento e adensamento especificados pelo construtor e atender a resistência à compressão média aos 28 dias de idade, respeitando restrições de durabilidade.

O estudo de dosagem é importante pois recomenda a proporção adequada de aglomerante (cimento), agregado miúdo (areia), agregado graúdo (brita e pedrisco), água e eventualmente aditivos e adições para garantir características de aspecto visual, físicas, mecânicas e químicas do concreto para a obra em questão. Em função do exposto, e com os ensaios de caracterização dos materiais realizados, foram desenvolvidas as dosagens dos mesmos, que estão apresentadas nas Tabelas A.15, A.16, A.17, A.18, A.19, A.20, A.21 e A.22.

Ensaio para Caracterização do Concreto

➤ **NBR 12821: 1994** - Preparação do concreto em laboratório – Procedimento

O Preparo das misturas de concreto no laboratório seguiu as especificações da Norma Técnica citada. Não houve ajuste de umidade, pois os materiais foram secos para a realização das misturas. Como as misturas apresentam aditivos plastificante e outras superplastificante, estes foram dissolvidos em parte da água de mistura.

➤ **NBR 5738: 1994** - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto

A moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos seguiu as especificações da Norma Técnica para a dimensão de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura. A moldagem dos corpos-de-prova prismáticos seguiu as especificações da Norma Técnica para a dimensão de 150 mm de altura por 150 mm de largura e por 500 mm de comprimento. Neste caso fez-se duas camadas, sendo que ambas foram vibradas na mesa vibratória (Figura A.12).



Figura A.12 – Vigas prismáticas moldadas, adensadas na mesa vibratória e com acabamento superficial pronto.

➤ **NBR 7223: 1992** - Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone

A trabalhabilidade dos concretos é medida pelo abatimento do tronco de cone, devido a facilidade da aplicação para controlar a uniformidade da produção de concreto. Este método consiste no enchimento de um molde tronco-cônico com a mistura de concreto.

Em seguida o molde é retirado vagarosamente. O concreto é abatido após a retirada do molde, pelo seu peso próprio, e a altura do tronco de cone é o abatimento. Este ensaio foi realizado de acordo com a NBR NM 67 (ABNT, 1998).

Para que as misturas de concreto fossem determinadas como definitivas o ensaio para determinar o abatimento pelo tronco de cone foi realizado para todas as dosagens, como mostra a Figura A.13.



Figura A.13 – Ensaio de abatimento do tronco de cone para uma mistura de concreto.

► **NBR 5739: 1974** - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto

No Brasil somente está normalizado a utilização de corpos-de-prova cilíndricos, de altura igual a duas vezes o diâmetro da base, para ensaios de resistência à compressão axial (NBR 5739) e tração por compressão diametral (tração indireta) (NBR 7222).

Os ensaios para avaliação das resistências mecânicas são realizados com finalidades distintas, porém, este ensaio também pode ser indicativo de outras propriedades do concreto como, por exemplo, a presença de porosidades. No caso da pesquisa, o objetivo foi obter as resistência à compressão axial e diametral aos 28 dias de idade, de cada concretagem realizada (Figura A.14).



Figura A.14 - Ensaio de compressão axial e diametral nos corpos-de-prova cilíndricos, aos 28 dias de idade.

➤ **NBR 8522: 2003** – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação

Um corpo-de-prova submetido a uma tensão tem como resultado imediato uma deformação. O módulo de elasticidade pode ser obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522 – Módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação - utilizando-se de corpos-de-prova cilíndricos de concreto que podem ser moldados ou extraídos da estrutura.

Módulo de elasticidade secante – utiliza-se nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço. Este foi o calculado nos corpos-de-prova desta pesquisa.

Dosagens das Misturas Preparadas com Agregado Basalto

Tabela A.15 - Dosagem do concreto preparado com agregado basáltico para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 20 MPa.

Dosagem de concreto com agregado BASALTO						
Especificações						
f _{ck} (MPa)	Brita	a/c	Abatimento (mm)			
20,0	1	0,792	90 ± 10			
Traço do Concreto						
Material	Procedência	M.C.C. (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Umidade (%)	Betonada (kg)	Corr. Um.(%)
Cimento	CPII E 40 Ijaci	240	3,05	-	4,80	4,80
Areia	Eólica	923	2,64	-	18,46	18,46
Pedrisco	Basalto	218	3,00	-	4,36	4,36
Brita 1	Basalto	868	3,00	-	17,36	17,36
Água	-	190	1,00	-	3,80	3,80
Aditivo	Grace Mira 96	0,96	1,20	-	0,019	0,019
Adição	-	-	-	-	-	-
Verificações						
Volume (l)	Teor de argamassa em volume (%)	Teor de argamassa em massa (%)	Teor de ar previsto (%)	Massa específica teórica (kg/m³)	Teor de água (%)	(%) De aditivo
980,30	54,20	51,71	2,00	2441	8,45	0,40
Proporção entre materiais						
Cimento	Areia	Pedrisco	Brita	Água	Aditivo	Adição
1	3,85	0,91	3,62	0,792	0,004	-

Tabela A.16 - Dosagem do concreto preparado com agregado basáltico para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 30 MPa.

Dosagem de concreto com agregado BASALTO						
Especificações						
f _{ck} (MPa)	Brita	a/c	Abatimento (mm)			
30,0	1	0,60	90 ± 10			
Traço do Concreto						
Material	Procedência	M.C.C. (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Umidade (%)	Betonada (kg)	Corr. Um. (%)
Cimento	CPII E 40 Ijaci	317	3,05	-	6,34	6,34
Areia	Eólica	852	2,64	-	17,04	17,04
Pedrisco	Basalto	219	3,00	-	4,38	4,38
Brita 1	Basalto	871	3,00	-	17,12	17,12
Água	-	190	1,00	-	3,80	3,80
Aditivo	Grace Mira 96	1,268	1,20	-	0,025	0,025
Adição	-	-	-	-	-	-
Verificações						
Volume (l)	Teor de argamassa em volume (%)	Teor de argamassa em massa (%)	Teor de ar previsto (%)	Massa específica teórica (kg/m³)	Teor de água (%)	(%) De aditivo
980,00	54,01	51,75	2,00	2451	8,41	0,40
Proporção entre materiais						
Cimento	Areia	Pedrisco	Brita	Água	Aditivo	Adição
1	2,69	0,69	2,75	0,60	0,004	-

Tabela A.17 - Dosagem do concreto preparado com agregado basáltico para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 40 MPa.

Dosagem de concreto com agregado BASALTO						
Especificações						
f _{ck} (MPa)	Brita	a/c	Abatimento (mm)			
40,0	1	0,50	90 ± 10			
Traço do Concreto						
Material	Procedência	M.C.C. (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Umidade (%)	Betonada (kg)	Corr.Um. (%)
Cimento	CPII E 40 Ijaci	380	3,05	-	7,60	7,60
Areia	Eólica	793	2,64	-	15,86	15,86
Pedrisco	Basalto	220	3,00	-	4,40	4,40
Brita 1	Basalto	875	3,00	-	17,50	17,50
Água	-	190	1,00	-	3,80	3,80
Aditivo	Grace Mira 96	1,520	1,20	-	0,030	0,030
Adição	-	-	-	-	-	-
Verificações						
Volume (l)	Teor de argamassa – volume (%)	Teor de argamassa – massa (%)	Teor de ar previsto (%)	Massa específica teórica (kg/m³)	Teor de água (%)	(%) De aditivo
980,00	53,40	51,72	2,00	2460	8,38	0,40
Proporção entre materiais						
Cimento	Areia	Pedrisco	Brita	Água	Aditivo	Adição
1	2,09	0,58	2,30	0,50	0,004	-

Tabela A.18 - Dosagem do concreto preparado com agregado basáltico para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 80 MPa.

Dosagem de concreto com agregado BASALTO						
Especificações						
f _{ck} (MPa)	Brita	a/c	Abatimento (mm)			
80,0	1	0,30	80 ± 10			
Traço do Concreto						
Material	Procedência	M.C.C. (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Umidade (%)	Betonada (kg)	Corr.Um. (%)
Cimento	CPII E 40 Ijaci	520	3,05	-	13,00	13,00
Areia	Eólica	440	2,64	-	11,00	11,00
Pedrisco	Basalto	200	3,00	-	5,00	5,00
Brita 1	Basalto	1142	3,00	-	28,55	28,55
Água	-	160	1,00	-	4,00	4,00
Aditivo	Basf Glenium 3200	6,864	1,20	-	0,172	0,172
Adição	Sílica Slimix	52	2,20	-	1,30	1,30
Verificações						
Volume (l)	Teor de argamassa – volume (%)	Teor de argamassa – massa (%)	Teor de ar previsto (%)	Massa específica teórica (kg/m³)	Teor de água (%)	(%) De aditivo
980,10	50,81	48,94	2,00	2521	6,80	1,20
Proporção entre materiais						
Cimento	Areia	Pedrisco	Brita	Água	Aditivo	Adição
1	0,85	0,39	2,20	0,30	0,013	0,10

Dosagens das Misturas Preparadas com Agregado Calcário

Tabela A.19 - Dosagem do concreto preparado com agregado calcáreo para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 20 MPa.

Dosagem de concreto com agregado CALCÁRIO						
Especificações						
f _{ck} (MPa)	Brita	a/c	Abatimento (mm)			
20,0	1	0,792	90 ± 10			
Traço do Concreto						
Material	Procedência	M.C.C. (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Umidade (%)	Betonada (kg)	Corr. Um. (%)
Cimento	CPII E 40 Ijaci	240	3,05	-	4,80	4,80
Areia	Eólica	743	2,64	-	14,86	14,86
Pedrisco	Calcário	333	2,74	-	6,66	6,66
Brita 1	Calcário	846	2,74	-	16,92	16,92
Água	-	190	1,00	-	3,80	3,80
Aditivo	Grace Mira 96	0,96	1,20	-	0,019	0,019
Adição	-	-	-	-	-	-
Verificações						
Volume (l)	Teor de argamassa – volume (%)	Teor de argamassa – massa (%)	Teor de ar previsto (%)	Massa específica teórica (kg/m³)	Teor de água (%)	(%) De aditivo
980,40	56,32	56,25	2,00	2354	8,79	0,40
Proporção entre materiais						
Cimento	Areia	Pedrisco	Brita	Água	Aditivo	Adição
1	3,09	1,39	3,52	0,792	0,004	-

Tabela A.20 - Dosagem do concreto preparado com agregado calcário para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 30 MPa.

Dosagem de concreto com agregado CALCÁRIO						
Especificações						
f _{ck} (MPa)	Brita	a/c	Abatimento (mm)			
30,0	1	0,60	90 ± 10			
Traço do Concreto						
Material	Procedência	M.C.C. (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Umidade (%)	Betonada (kg)	Corr.Um. (%)
Cimento	CPII E 40 Ijaci	317	3,05	-	6,34	6,34
Areia	Eólica	690	2,64	6,4	13,80	14,68
Pedrisco	Calcário	310	2,74	2,9	6,20	6,38
Brita 1	Calcário	854	2,74	-	17,08	17,08
Água	-	190	1,00	-	3,80	2,74
Aditivo	Grace Mira 96	1,27	1,20	-	0,025	0,025
Adição	-	-	-	-	-	-
Verificações						
Volume (l)	Teor de argamassa – volume (%)	Teor de argamassa – massa (%)	Teor de ar previsto (%)	Massa específica teórica (kg/m³)	Teor de água (%)	(%) De aditivo
980,10	56,26	56,38	2,00	2363	8,75	0,40
Proporção entre materiais						
Cimento	Areia	Pedrisco	Brita	Água	Aditivo	Adição
1	2,18	0,98	2,70	0,60	0,004	-

Tabela A.21 - Dosagem do concreto preparado com agregado calcário para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 40 MPa.

Dosagem de concreto com agregado CALCÁRIO						
Especificações						
f _{ck} (MPa)	Brita	a/c	Abatimento (mm)			
40,0	1	0,50	90 ± 10			
Traço do Concreto						
Material	Procedência	M.C.C. (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Umidade (%)	Betonada (kg)	Corr.Um. (%)
Cimento	CPII E 40 Ijaci	380	3,05	-	7,60	7,60
Areia	Eólica	645	2,64	-	12,90	12,90
Pedrisco	Calcário	290	2,74	-	5,80	5,80
Brita 1	Calcário	865	2,74	-	17,30	17,30
Água	-	190	1,00	-	3,80	3,80
Aditivo	Grace Mira 96	1,52	1,20	-	0,030	0,030
Adição	-	-	-	-	-	-
Verificações						
Volume (l)	Teor de argamassa – volume (%)	Teor de argamassa – massa (%)	Teor de ar previsto (%)	Massa específica teórica (kg/m³)	Teor de água (%)	(%) De aditivo
980,40	56,04	56,33	2,00	2372	8,72	0,40
Proporção entre materiais						
Cimento	Areia	Pedrisco	Brita	Água	Aditivo	Adição
1	1,70	0,76	2,28	0,50	0,004	-

Tabela A.22 - Dosagem do concreto preparado com agregado calcário para resistência à compressão aos 28 dias de idade de 80 MPa.

Dosagem de concreto com agregado CALCÁRIO						
Especificações						
f _{ck} (MPa)	Brita	a/c	Abatimento (mm)			
80,0	1	0,30	80 ± 10			
Traço do Concreto						
Material	Procedência	M.C.C. (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Umidade (%)	Betonada (kg)	Corr. Um. (%)
Cimento	CPII E 40 Ijaci	520	3,05	-	13,00	13,00
Areia	Eólica	583	2,64	-	14,58	14,58
Pedrisco	Calcário	241	2,74	-	6,03	6,03
Brita 1	Calcário	964	2,74	-	24,10	24,10
Água	-	160	1,00	-	4,00	4,00
Aditivo	Basf Glenium 3200	6,864	1,20	-	0,172	0,172
Adição	Sílica Slimix	52	2,20	-	1,30	1,30
Verificações						
Volume (l)	Teor de argamassa – volume (%)	Teor de argamassa – massa (%)	Teor de ar previsto (%)	Massa específica teórica (kg/m³)	Teor de água (%)	(%) De aditivo
979,5	50,98	48,94	2,10	2527	6,78	1,20
Proporção entre materiais						
Cimento	Areia	Pedrisco	Brita	Água	Aditivo	Adição
1	1,12	0,46	1,85	0,30	0,013	0,10

POROSIDADE

A caracterização da argamassa com a determinação do tamanho de poros foi feita com o auxílio do *Porosímetro de Mercúrio*, do *Laboratório de Ensino de Materiais Cerâmicos do Departamento de Engenharia de Materiais da Universidade Federal de São Carlos*.

A Porosimetria de Mercúrio representa um ensaio de saturação à vácuo da amostra pelo mercúrio e é a mais eficiente técnica de medida do tamanho de poros de um material. As argamassas analisadas nesta pesquisa referem-se às amostras das placas de concreto com idade de 28 dias (Tabela A.23).

Tabela A.23 – Porosidade das argamassas das oito dosagens utilizadas.

Tipo de concreto	Resistência 28 dias (MPa)	Relação a/c	Penetração de mercúrio (cm³/g)	Diâmetro médio dos poros (µm)
Com agregado basalto	20	0,79	0,052	0,67
	30	0,60	0,022	0,34
	40	0,50	0,016	0,18
	80	0,30	0,000	---
Com agregado calcário	20	0,79	0,026	0,87
	30	0,60	0,020	0,47
	40	0,50	0,010	0,37
	80	0,30	0,000	---

Os resultados referentes à resistência à compressão e porosidade do concreto são significativamente influenciados pela relação água/cimento e idade de cura. Quanto menor a relação a/c, maior será a quantidade de produto de hidratação produzida devido ao maior teor de cimento.

Estes produtos de hidratação preenchem os poros maiores, reduzindo a continuidade dos poros e proporcionando um aumento nas resistências mecânicas do concreto. Em geral, a porosidade do concreto é reduzida com a diminuição da relação água/cimento.

As curvas retiradas do ensaio feito no Porosímetro de Mercúrio não fornecem exatamente a porcentagem da porosidade do material. Com este ensaio é possível se ter apenas uma estimativa de qual é o material que apresenta maior ou menor teor de porosidade, devido o volume de mercúrio que é penetrado nos poros, bem como, conhecer o formato dos poros de acordo com o volume de mercúrio que ficou retido na amostra. De uma maneira geral, os poros presentes em um material são cilíndricos ou do tipo gargalo (Figura A.15).

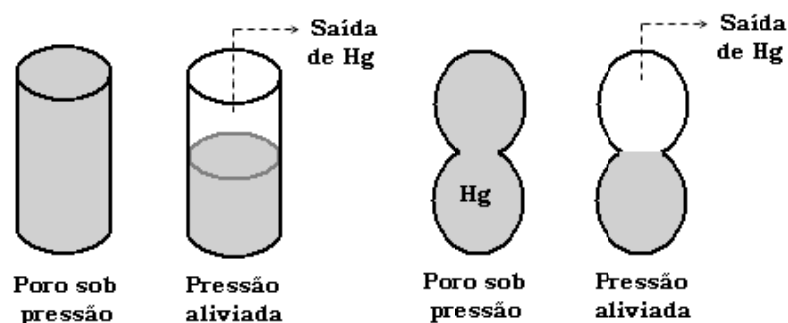


Figura A.15 – Representação dos tipos de poros.

No caso da relação $a/c = 0.79$ para o concreto preparado com agregado basalto e resistência aos 28 dias igual a 20 MPa; o volume de mercúrio penetrado foi 0.052 cm^3 e o volume de mercúrio retido foi 0.030 cm^3 . Quando é aplicada a pressão durante o ensaio, o mercúrio entra na amostra. Em seguida a pressão é aliviada e uma certa quantidade de mercúrio consegue sair dos poros. Esta diferença de volume representa qual é o formato dos poros. Neste caso pode-se falar que, aproximadamente 78% dos poros são do tipo cilíndricos e 22% do tipo gargalo.

Os resultados dos ensaios de porosidade para as misturas de concreto estão apresentados a seguir.

Ensaio de Porosidade – Concreto preparado com agregado Basalto

Tabela A.24 – Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado basalto e resistência de 20 MPa.

Determinação da Porosidade - Porosímetro Aminco - Winslow					
Amostra: Concreto preparado com agregado basalto - 20 MPa					
Dados da Pressão		*Pressão absoluta			
Pressão Hg (psi)	Leitura medidor (0 - 15 psi)	Leitura medidor (0 - 600) (0 - 5000)	Pressão abs (psi)	Leitura da coluna do penetrômetro	CC/gr
	7	0	2	0	0
	8	0	3	0	0
	9	0	4	0	0
	10	0	5	0	0
	11	0	6	0	0
	12	0	7	0	0
	13.5	0	8.4	0	0
	13.5	2	29	0.002	0.0025
	13.5	50	59	0.004	0.0051
	13.5	70	79	0.008	0.01
	13.5	100	109	0.01	0.013
	13.5	120	129	0.014	0.018
	13.5	265	273	0.018	0.023
	13.5	215	224	0.024	0.03
	13.5	300	309	0.03	0.038
	13.5	460	469	0.032	0.041
	13.5	860	869	0.04	0.051
	13.5	1140	1149	0.042	0.053
	13.5	1800	1809	0.048	0.055
	13.5	2600	2609	0.05	0.064
	13.5	3600	3609	0.052	0.066
	13.5	5000	5009	0.052	0.066

* Pressão absoluta: (Leitura, medidor 0 - 15 psi) - (pressão Hg) + (leitura, medidor 0 - 600)

A seguir é apresentada a Curva de Pressão Absoluta por Penetração de Mercúrio na amostra de concreto de resistência igual a 20 MPa, Figura A.16.

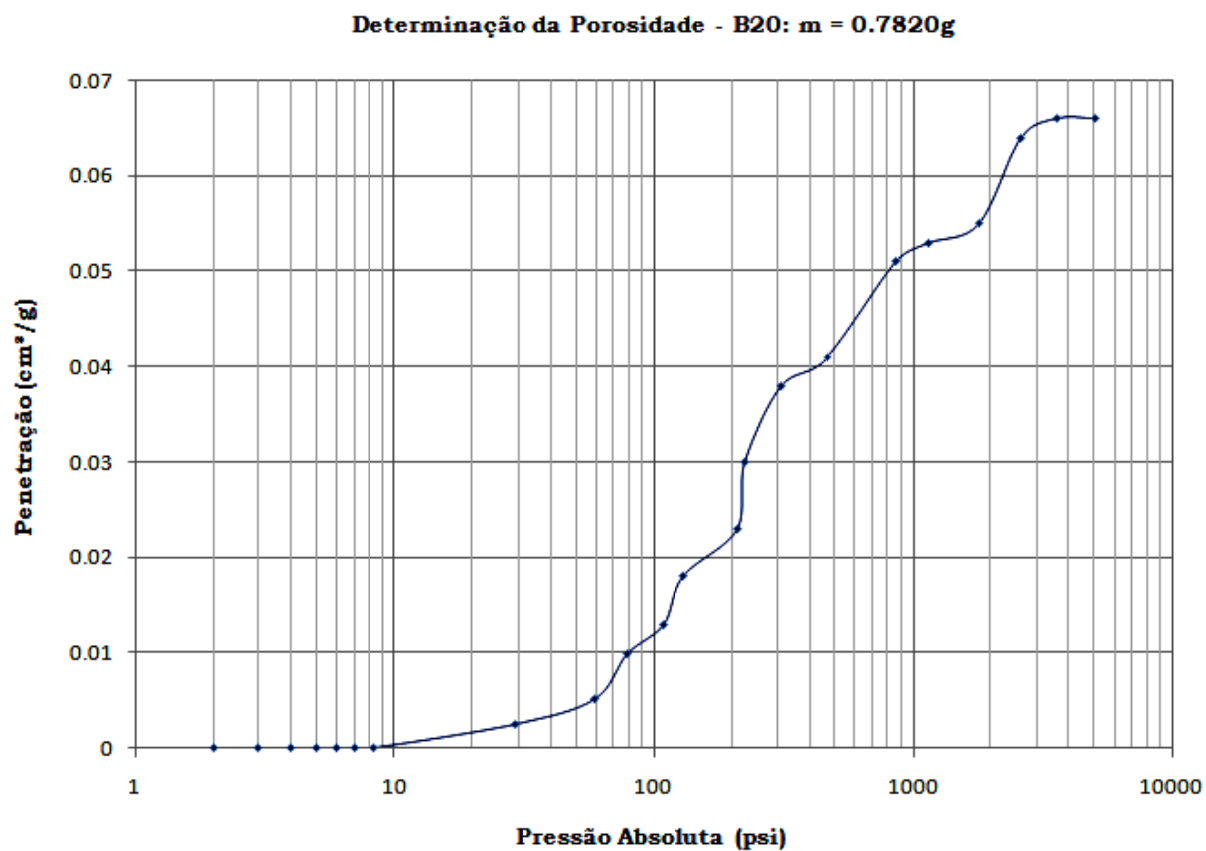


Figura A.16 - Curva de Pressão Absoluta *versus* Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado basalto de resistência igual a 20 MPa.

Tabela A.25 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado basalto e resistência de 30 MPa.

Determinação da Porosidade - Porosímetro Aminco - Winslow Amostra: Concreto preparado com agregado basalto - 30 MPa					
Dados da Pressão		*Pressão absoluta			
Pressão Hg (psi)	Leitura medidor (0 - 15 psi)	Leitura medidor (0 - 600) (0 - 5000)	Pressão abs (psi)	Leitura da coluna do penetrômetro	CC/gr
	7	0	2	0	0
	8	0	3	0	0
	9	0	4	0	0
	10	0	5	0	0
	11	0	6	0	0
	12	0	7	0	0
	13.5	0	8.4	0	0
	13.5	120	129	0.002	0.006
	13.5	204	214	0.004	0.013
	13.5	305	309	0.006	0.019
	13.5	500	509	0.008	0.025
	13.5	920	929	0.01	0.031
	13.5	1600	1609	0.011	0.035
	13.5	1820	1829	0.012	0.038
	13.5	2540	2549	0.014	0.044
	13.5	3200	3209	0.015	0.047
	13.5	3700	3709	0.016	0.05
	13.5	5000	5009	0.016	0.05

* Pressão absoluta: (Leitura, medidor 0 - 15 psi) - (pressão Hg) + (leitura, medidor 0 - 600)

A seguir é apresentada a Curva de Pressão Absoluta por Penetração de Mercúrio na amostra de concreto de resistência igual a 20 MPa, Figura A.17.

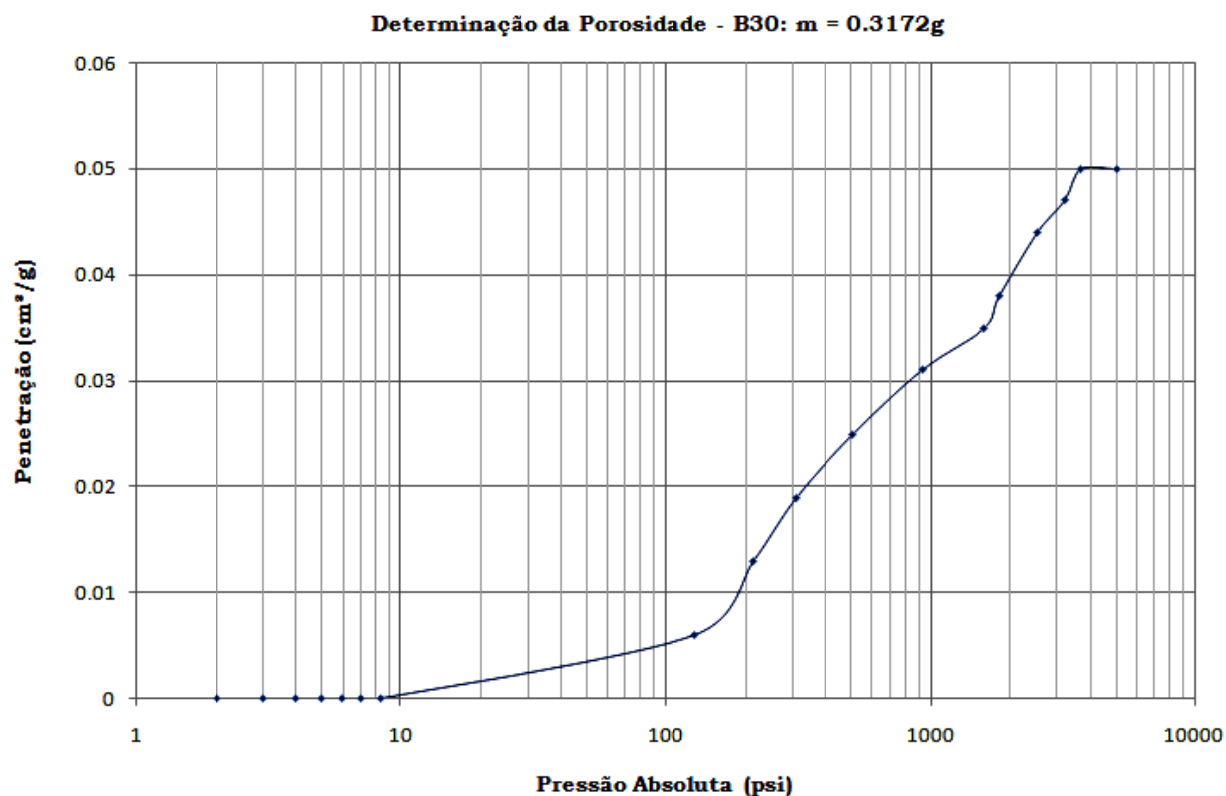


Figura A.17 - Curva de Pressão Absoluta *versus* Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado basalto de resistência igual a 30 MPa.

Tabela A.26 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado basalto e resistência de 40 MPa.

Determinação da Porosidade - Porosímetro Aminco - Winslow Amostra: Concreto preparado com agregado basalto - 40 MPa					
Dados da Pressão		*Pressão absoluta			
Pressão Hg (psi)	Leitura medidor (0 - 15 psi)	Leitura medidor (0 - 600) (0 - 5000)	Pressão abs (psi)	Leitura da coluna do penetrômetro	CC/gr
	7	0	2	0	0
	8	0	3	0	0
	9	0	4	0	0
	10	0	5	0	0
	11	0	6	0	0
	12	0	7	0	0
	13.5	0	8.4	0	0
	13.5	100	109	0.002	0.0025
	13.5	180	189	0.004	0.0051
	13.5	285	294	0.006	0.0077
	13.5	345	354	0.008	0.01
	13.5	740	749	0.01	0.013
	13.5	1300	1309	0.012	0.015
	13.5	1900	1909	0.014	0.018
	13.5	2400	2409	0.016	0.021
	13.5	2900	2909	0.018	0.023
	13.5	3600	3609	0.02	0.026
	13.5	4000	4009	0.022	0.028
	13.5	5000	5009	0.022	0.028

* Pressão absoluta: (Leitura, medidor 0 - 15 psi) - (pressão Hg) + (leitura, medidor 0 - 600)

A seguir é apresentada a Curva de Pressão Absoluta por Penetração de Mercúrio na amostra de concreto de resistência igual a 40 MPa, Figura A.18.

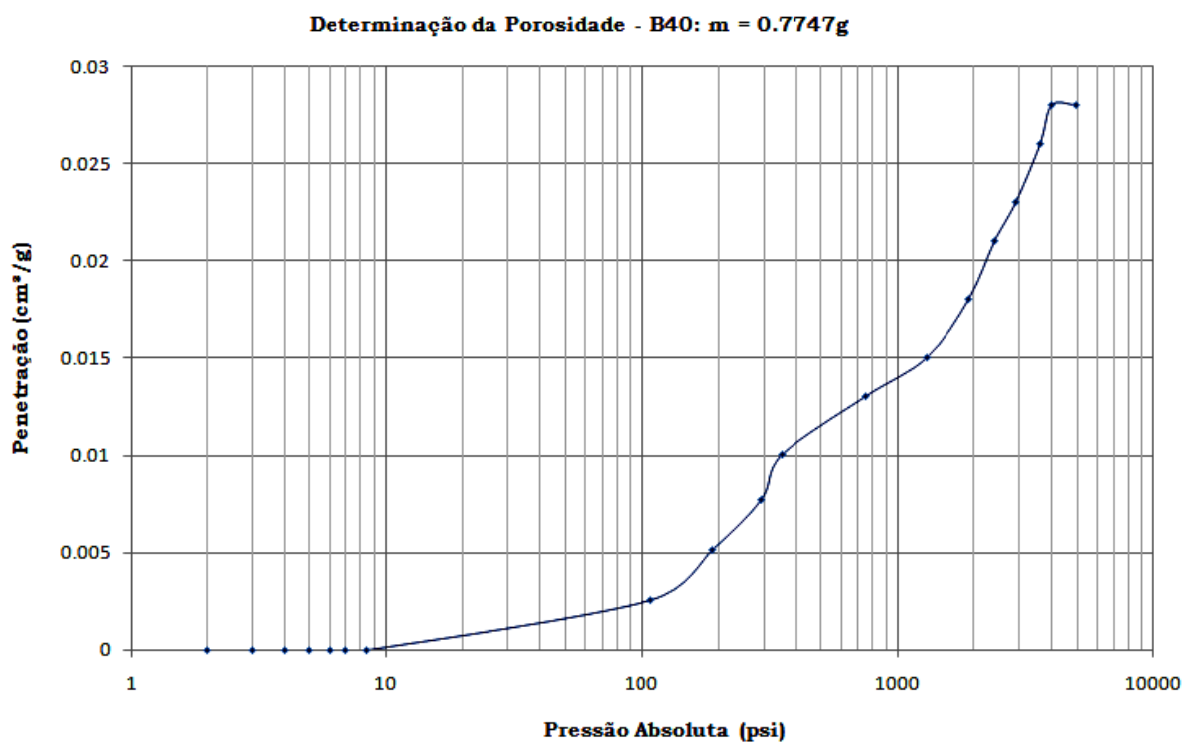


Figura A.18 - Curva de Pressão Absoluta *versus* Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado basalto de resistência igual a 40 MPa.

Para o concreto de resistência igual a 80 MPa não houve penetração de Mercúrio.

Ensaio de Porosidade – Concreto preparado com agregado Calcário

Tabela A.27 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado calcário e resistência de 20 MPa.

Determinação da Porosidade - Porosímetro Aminco - Winslow					
Amostra: Concreto preparado com agregado calcário - 20 MPa					
Dados da Pressão		*Pressão absoluta			
Pressão Hg (psi)	Leitura medidor (0 - 15 psi)	Leitura medidor (0 - 600) (0 - 5000)	Pressão abs (psi)	Leitura da coluna do penetrômetro	CC/gr
	7	0	2	0	0
	8	0	3	0	0
	9	0	4	0	0
	10	0	5	0	0
	11	0	6	0	0
	12	0	7	0	0
	13.5	0	8.4	0	0
	13.5	40	49	0.002	0.0032
	13.5	60	69	0.004	0.0064
	13.5	150	159	0.008	0.012
	13.5	225	234	0.01	0.016
	13.5	370	379	0.014	0.022
	13.5	900	909	0.018	0.029
	13.5	1300	1309	0.02	0.032
	13.5	1720	1729	0.022	0.035
	13.5	2500	2509	0.024	0.038
	13.5	3300	3309	0.025	0.04
	13.5	4000	4009	0.026	0.044
	13.5	5000	5009	0.026	0.044
* Pressão absoluta: (Leitura, medidor 0 - 15 psi) - (pressão Hg) + (leitura, medidor 0 - 600)					

A seguir é apresentada a Curva de Pressão Absoluta por Penetração de Mercúrio na amostra de concreto de resistência igual a 20 MPa, Figura A.19.

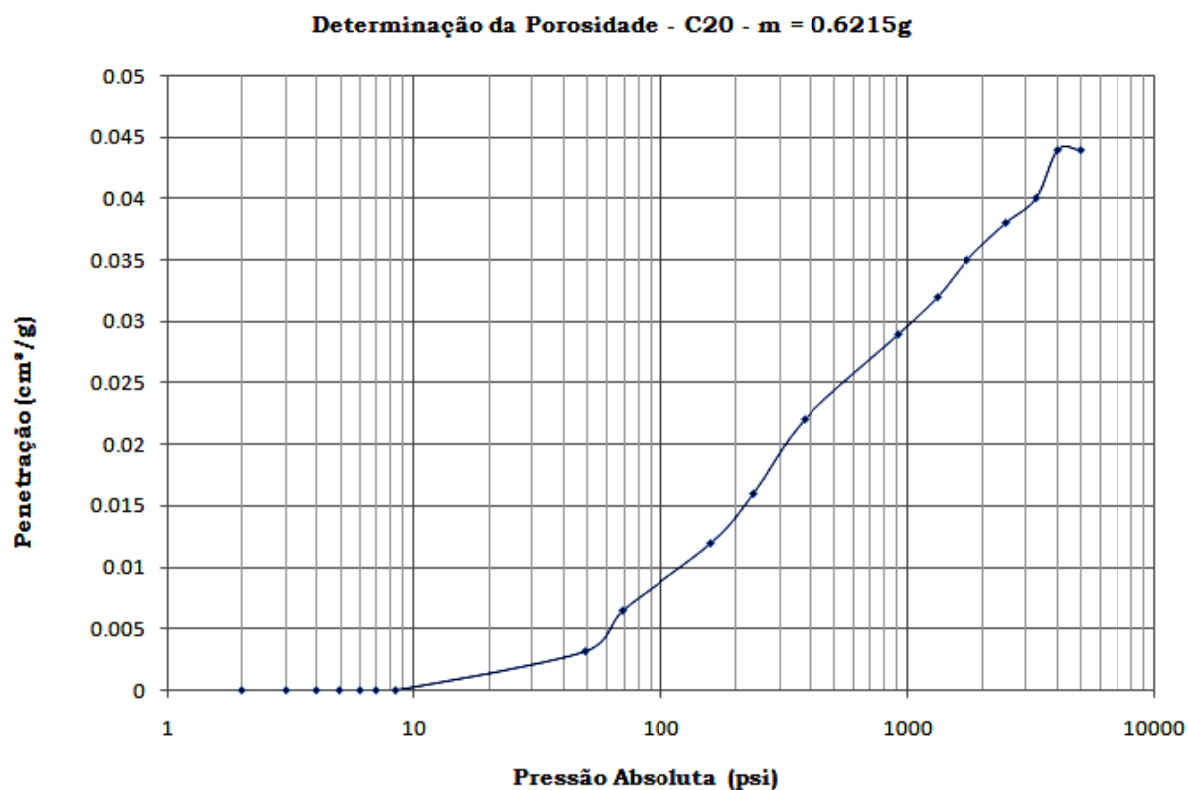


Figura A.19 – Curva de Pressão Absoluta *versus* Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado calcário de resistência igual a 20 MPa.

Tabela A.28 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado calcário e resistência de 30 MPa.

Determinação da Porosidade - Porosímetro Aminco - Winslow Amostra: Concreto preparado com agregado calcário - 30 MPa					
Dados da Pressão		*Pressão absoluta			
Pressão Hg (psi)	Leitura medidor (0 - 15 psi)	Leitura medidor (0 - 600) (0 - 5000)	Pressão abs (psi)	Leitura da coluna do penetrômetro	CC/gr
	7	0	2	0	0
	8	0	3	0	0
	9	0	4	0	0
	10	0	5	0	0
	11	0	6	0	0
	12	0	7	0	0
	13.5	0	8.4	0	0
	13.5	100	109	0.002	0.0037
	13.5	140	149	0.004	0.0074
	13.5	210	219	0.006	0.011
	13.5	230	239	0.008	0.015
	13.5	380	389	0.01	0.019
	13.5	960	969	0.012	0.022
	13.5	1300	1309	0.013	0.024
	13.5	1600	1609	0.014	0.026
	13.5	2200	2209	0.016	0.03
	13.5	2800	2809	0.018	0.033
	13.5	3300	3309	0.019	0.035
	13.5	3800	3809	0.02	0.037
	13.5	5000	5009	0.02	0.037
* Pressão absoluta: (Leitura, medidor 0 - 15 psi) - (pressão Hg) + (leitura, medidor 0 - 600)					

A seguir é apresentada a Curva de Pressão Absoluta por Penetração de Mercúrio na amostra de concreto de resistência igual a 30 MPa, Figura A.20.

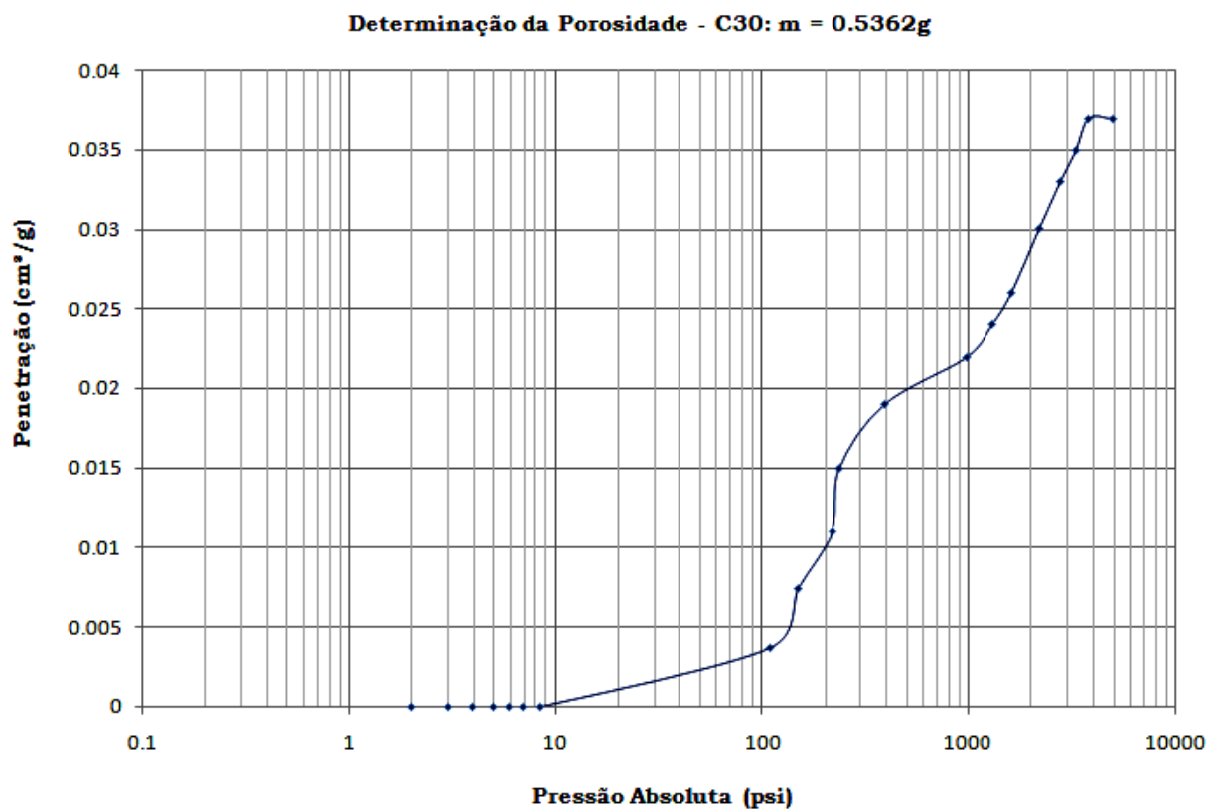


Figura A.20 - Curva de Pressão Absoluta *versus* Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado calcário de resistência igual a 30 MPa.

Tabela A.29 - Determinação da porosidade por intrusão de mercúrio - concreto preparado com agregado calcário e resistência de 40 MPa.

Determinação da Porosidade - Porosímetro Aminco - Winslow Amostra: Concreto preparado com agregado calcário - 40 MPa					
Dados da Pressão		*Pressão absoluta			
Pressão Hg (psi)	Leitura medidor (0 - 15 psi)	Leitura medidor (0 - 600) (0 - 5000)	Pressão abs (psi)	Leitura da coluna do penetrômetro	CC/gr
	7	0	2	0	0
	8	0	3	0	0
	9	0	4	0	0
	10	0	5	0	0
	11	0	6	0	0
	12	0	7	0	0
	13.5	0	8.4	0	0
	13.5	80	89	0.002	0.003
	13.5	100	109	0.004	0.0061
	13.5	365	374	0.006	0.0091
	13.5	800	809	0.007	0.011
	13.5	1120	1129	0.008	0.012
	13.5	2300	2309	0.009	0.013
	13.5	3000	3009	0.01	0.015
	13.5	5000	5009	0.01	0.015

* Pressão absoluta: (Leitura, medidor 0 - 15 psi) - (pressão Hg) + (leitura, medidor 0 - 600)

A seguir é apresentada a Curva de Pressão Absoluta por Penetração de Mercúrio na amostra de concreto de resistência igual a 40 MPa, Figura A.21.

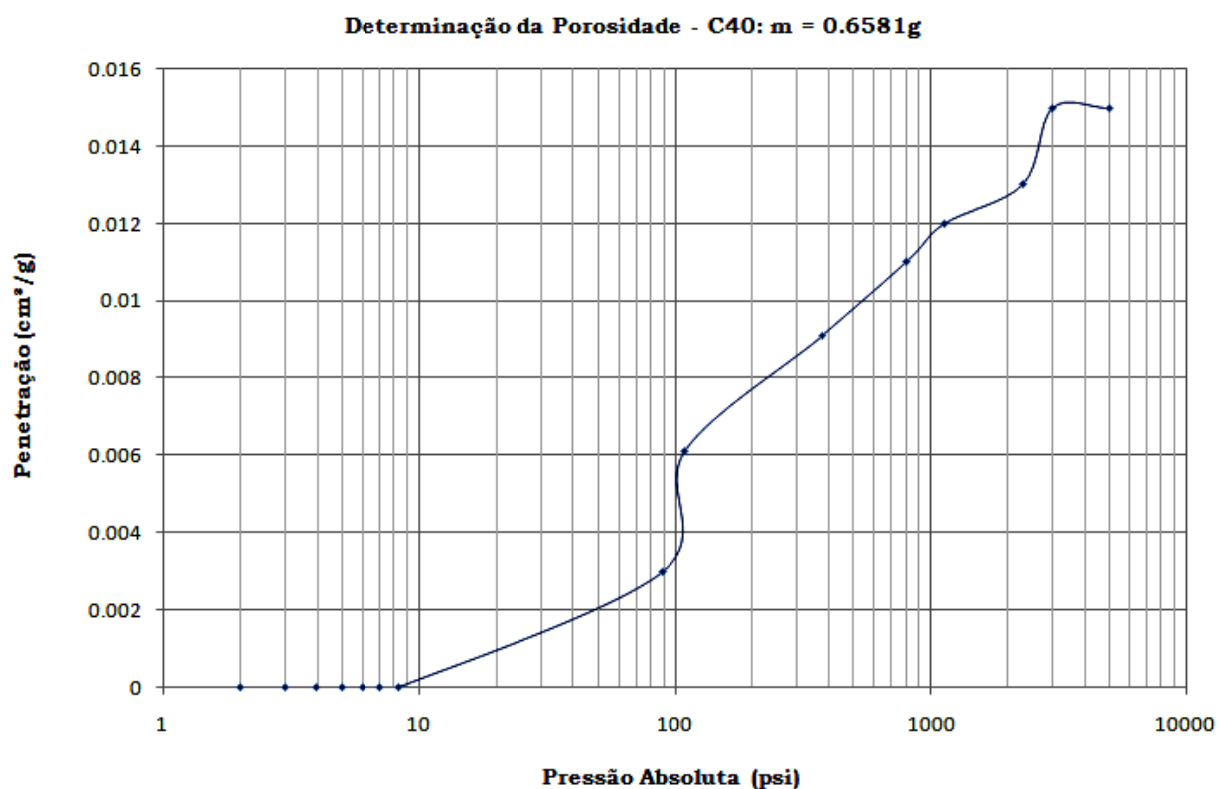


Figura A.21 - Curva de Pressão Absoluta *versus* Penetração de Mercúrio para determinação da porosidade do concreto preparado com agregado calcário de resistência igual a 40 MPa.

Para o concreto de resistência igual a 80 MPa não houve penetração de Mercúrio.

ENSAIOS DE LASCAMENTO

Para avaliação da tendência ao lascamento explosivo das placas de concreto, utilizou-se para o aquecimento das mesmas, a Curva Padrão da *ISO 834: 1999 - Fire – resistance tests: elements of building construction – part 1.1: general requirements for fire resistance testing*. Geneva, 1990. 25p. Revision of first edition.

Os ensaios de aquecimento foram realizado segundo o procedimento para a avaliação da tendência ao lascamento explosivo de placas de concreto em laboratório. O projeto de Norma deste Procedimento está apresentado no Apêndice deste exemplar, a cópia da carta encaminhada pela Eng.^a Inês Battagin, Superintendente do ABNT/CB-18, referindo – se ao pedido pela autora encaminhado está apresentada no início deste *Apêndice*.

Figura das Placas e Curvas de Aquecimento: Concreto preparado com Agregado Basalto

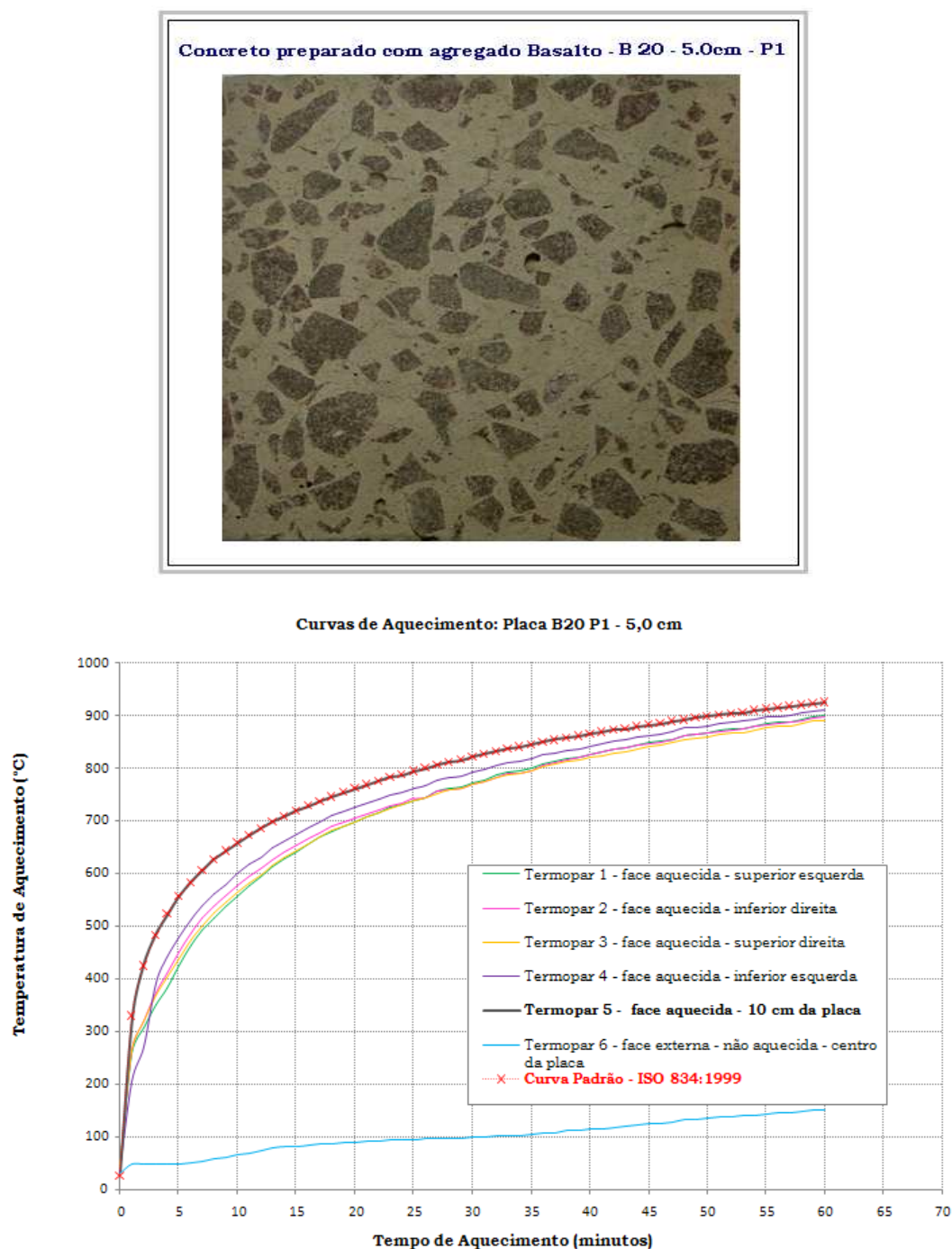


Figura A.22 – Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P1-5.0cm.

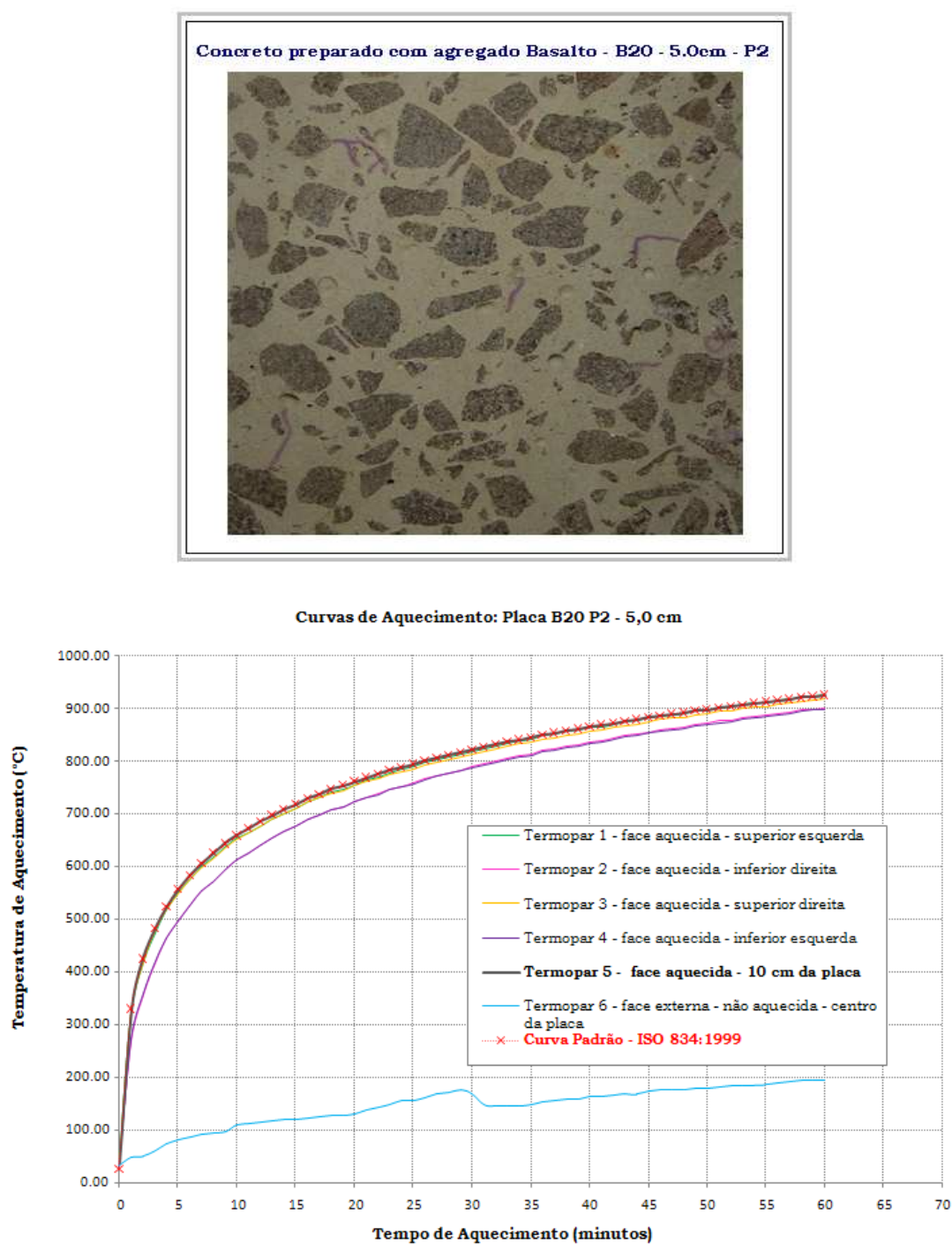


Figura A.23 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P2-5.0cm.

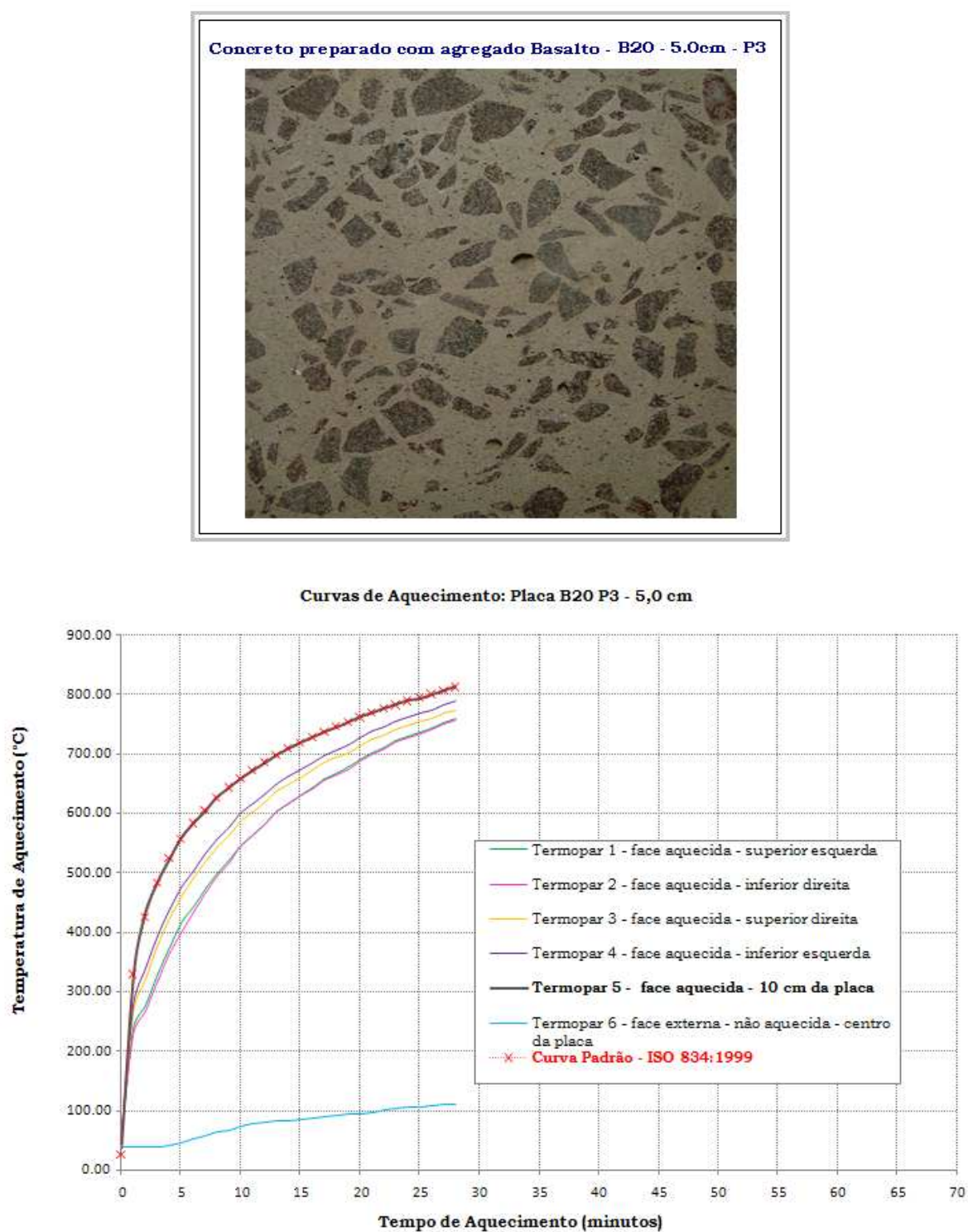


Figura A.24 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P3-5.0cm.

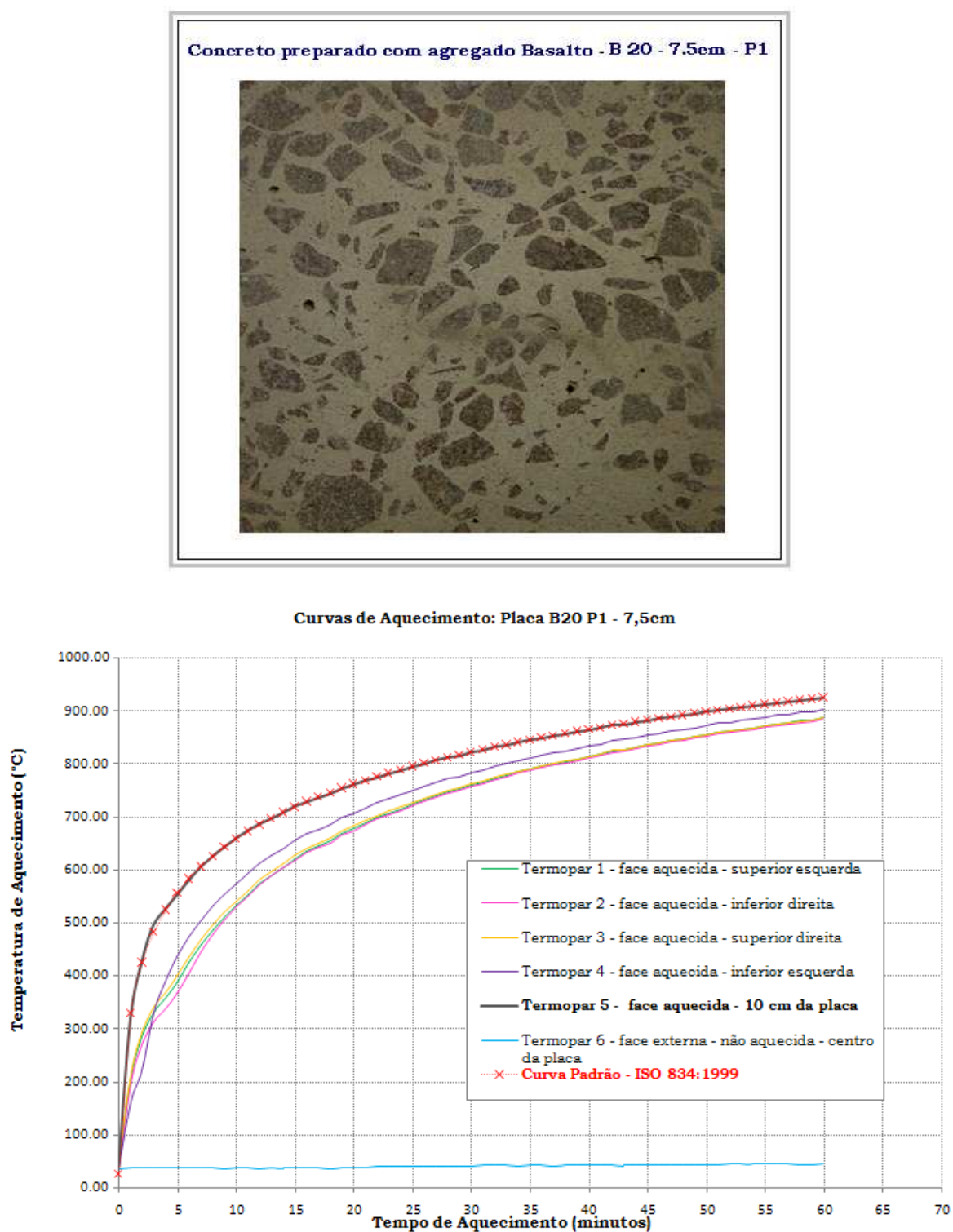


Figura A.25 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P1-7.5cm.

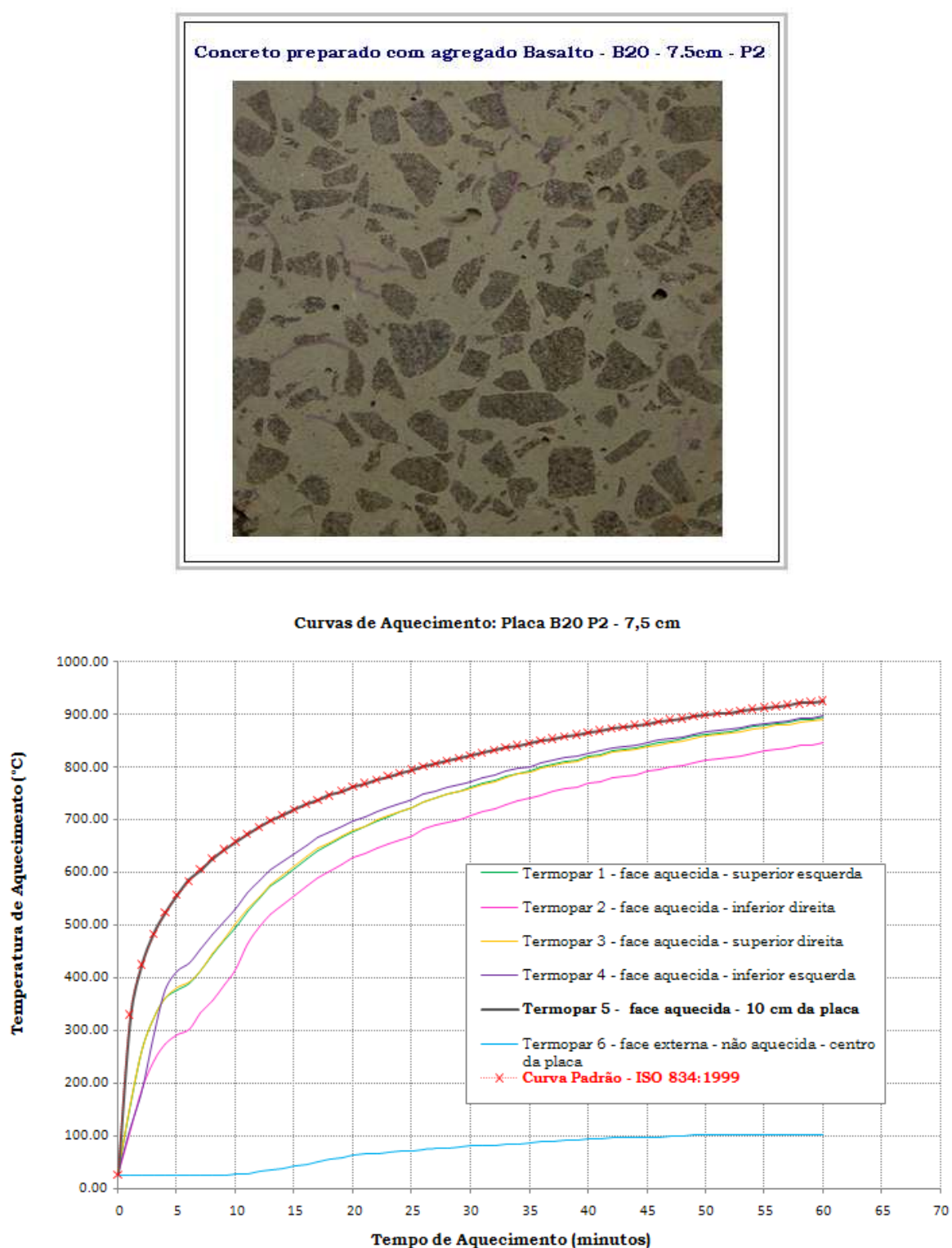


Figura A.26 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P2-7.5cm.



Curvas de Aquecimento: Placa B20 P3 - 7,5 cm

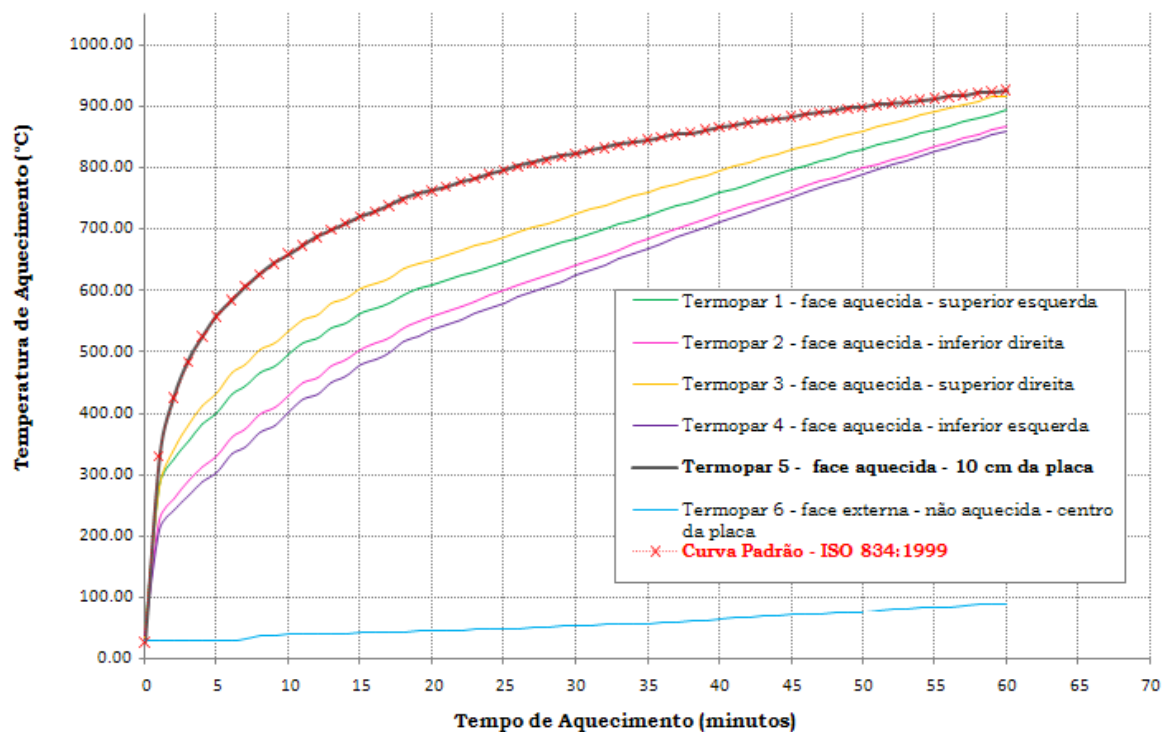


Figura A.27 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P3-7.5cm.

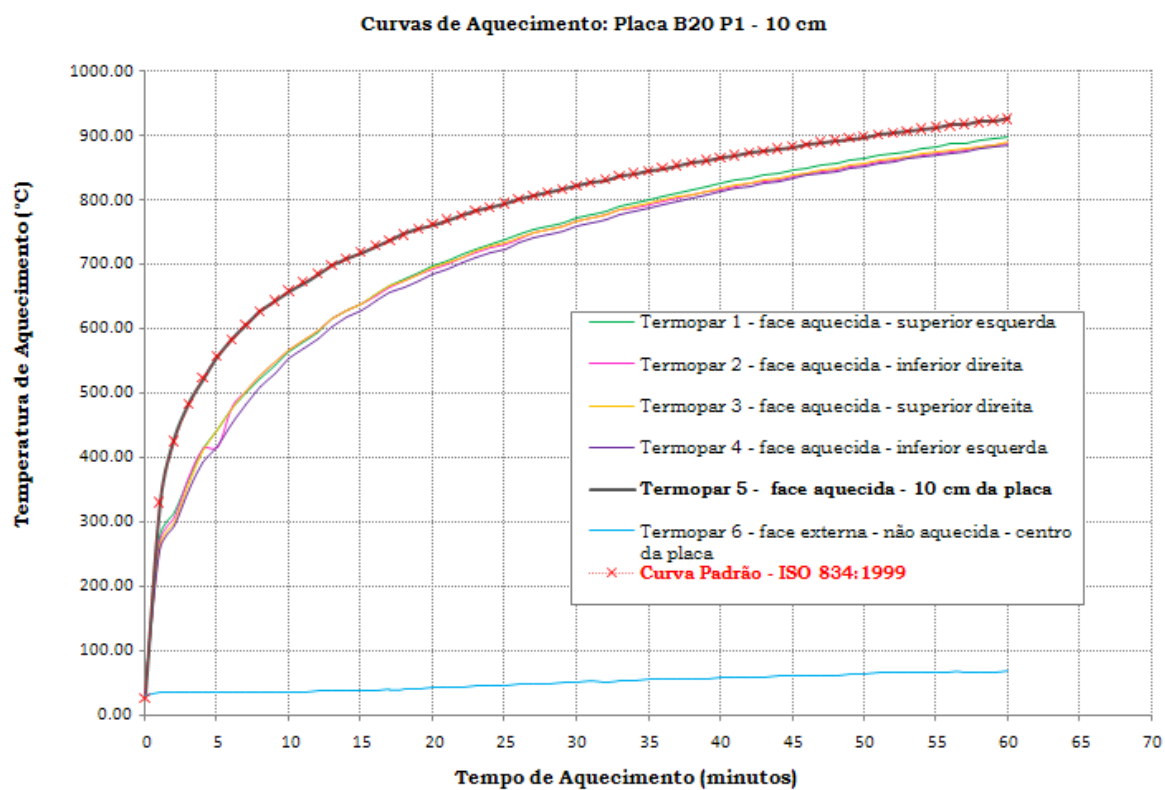


Figura A.28 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P1-10cm.

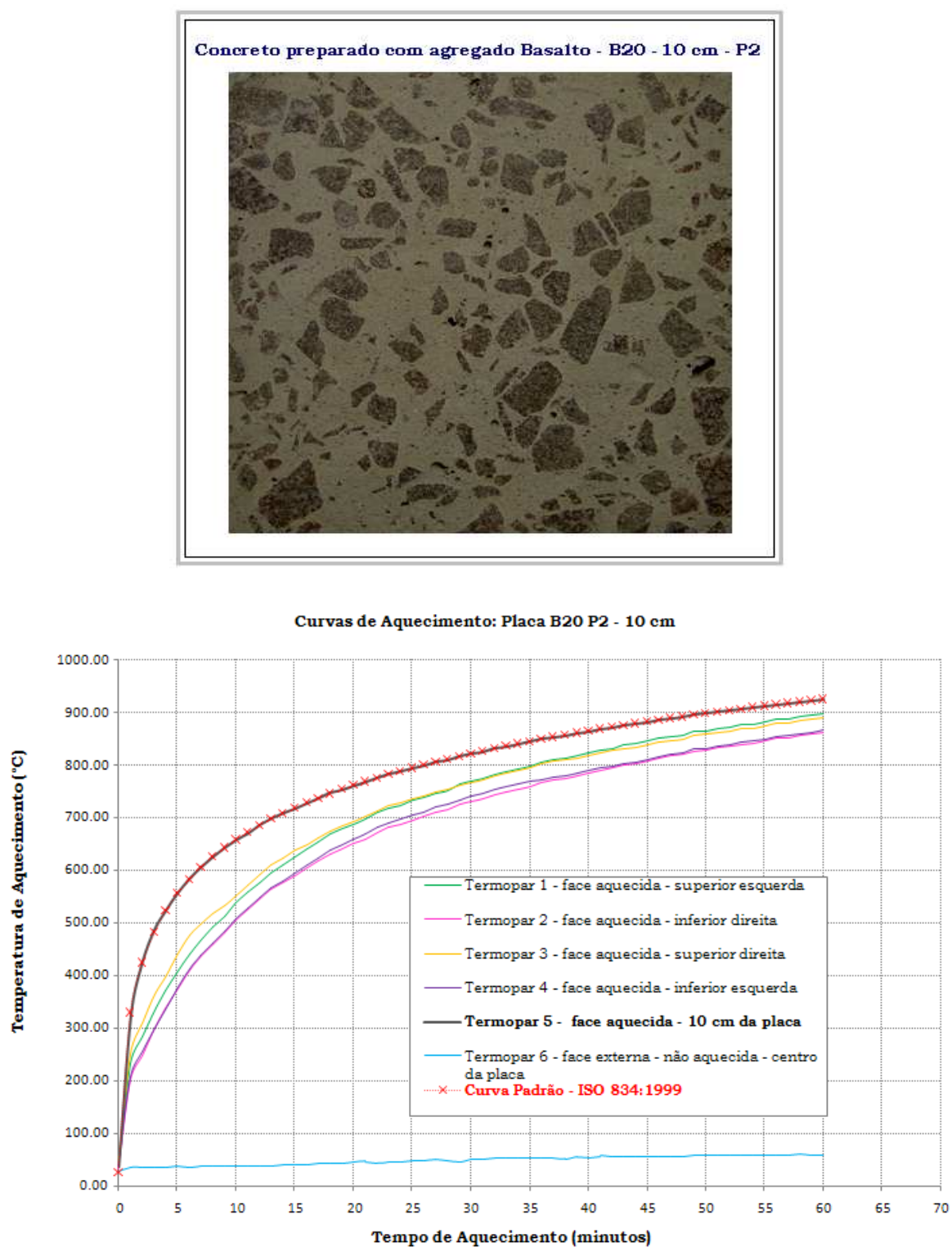


Figura A.29 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P2-10cm.



Curvas de Aquecimento: Placa B20 P3 - 10 cm

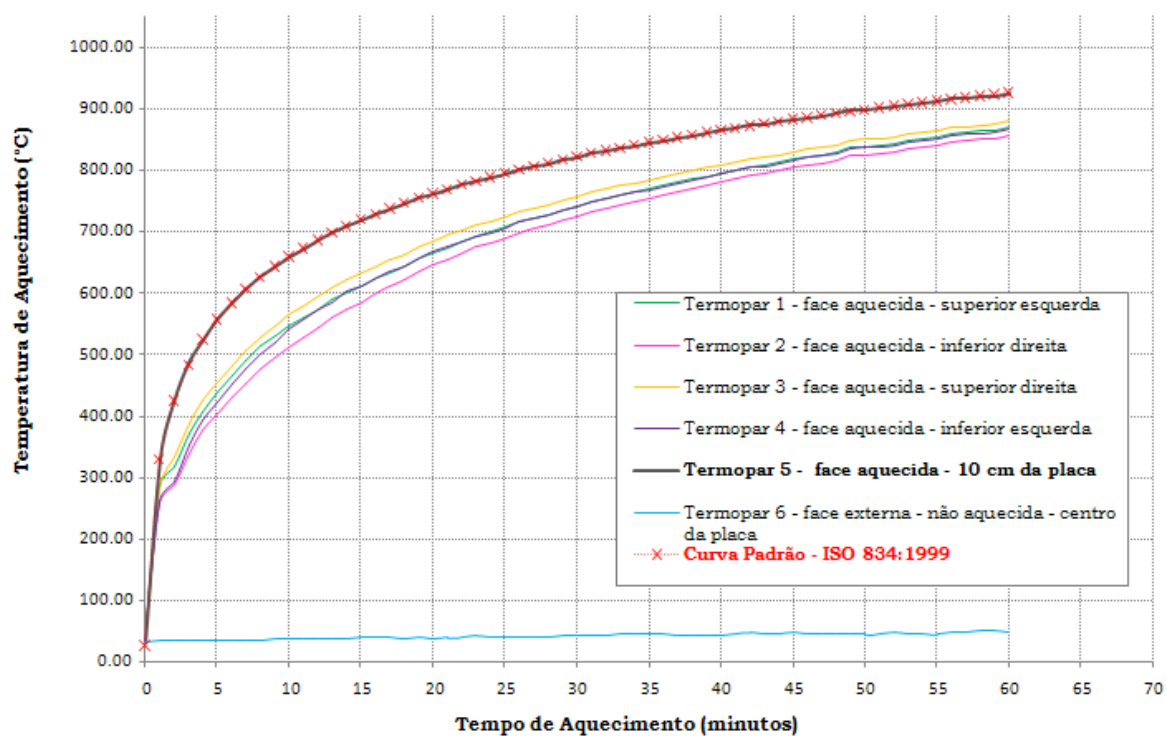


Figura A.30 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B20 – P3-10cm.

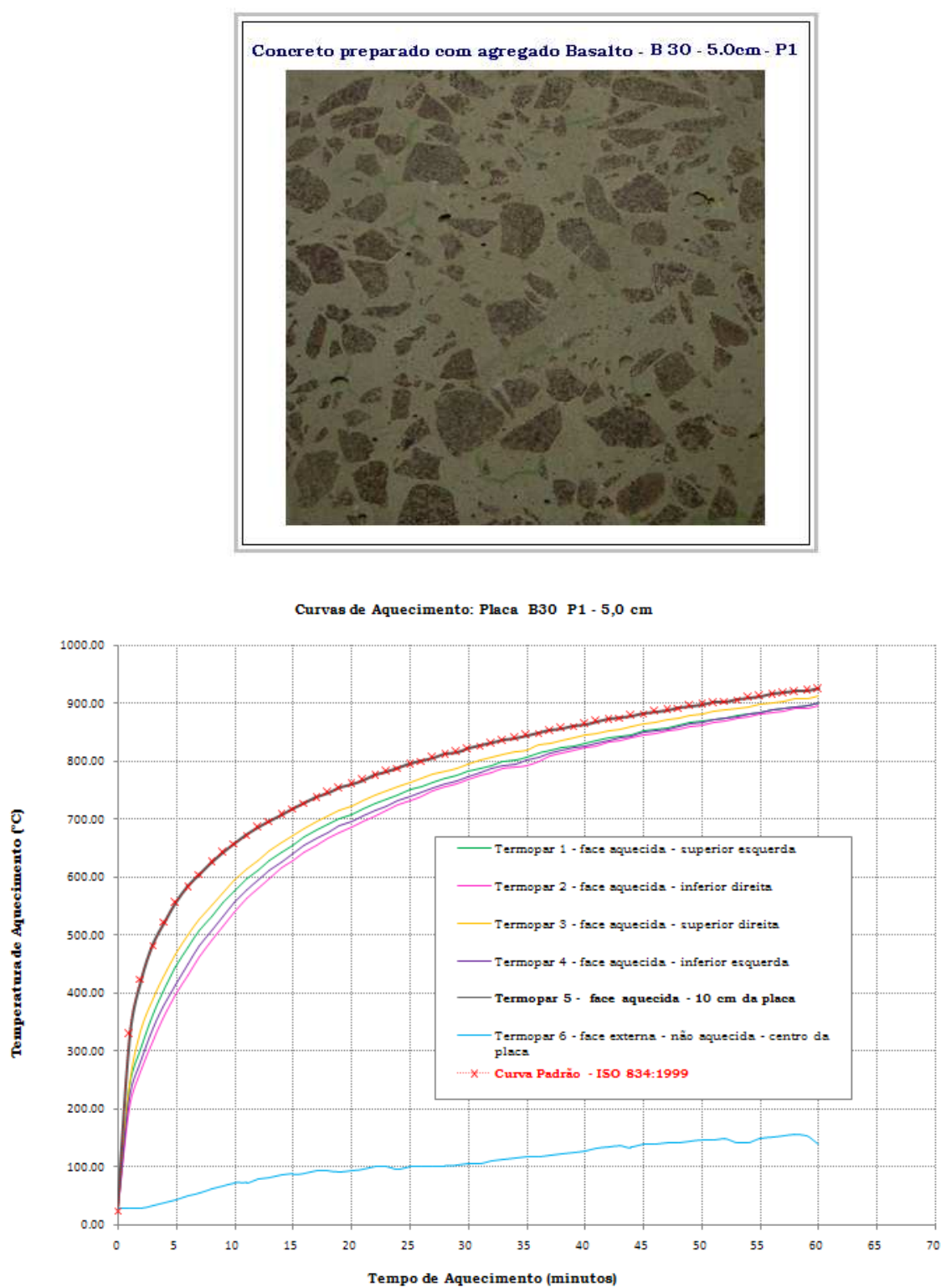


Figura A.31 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P1-5.0cm.

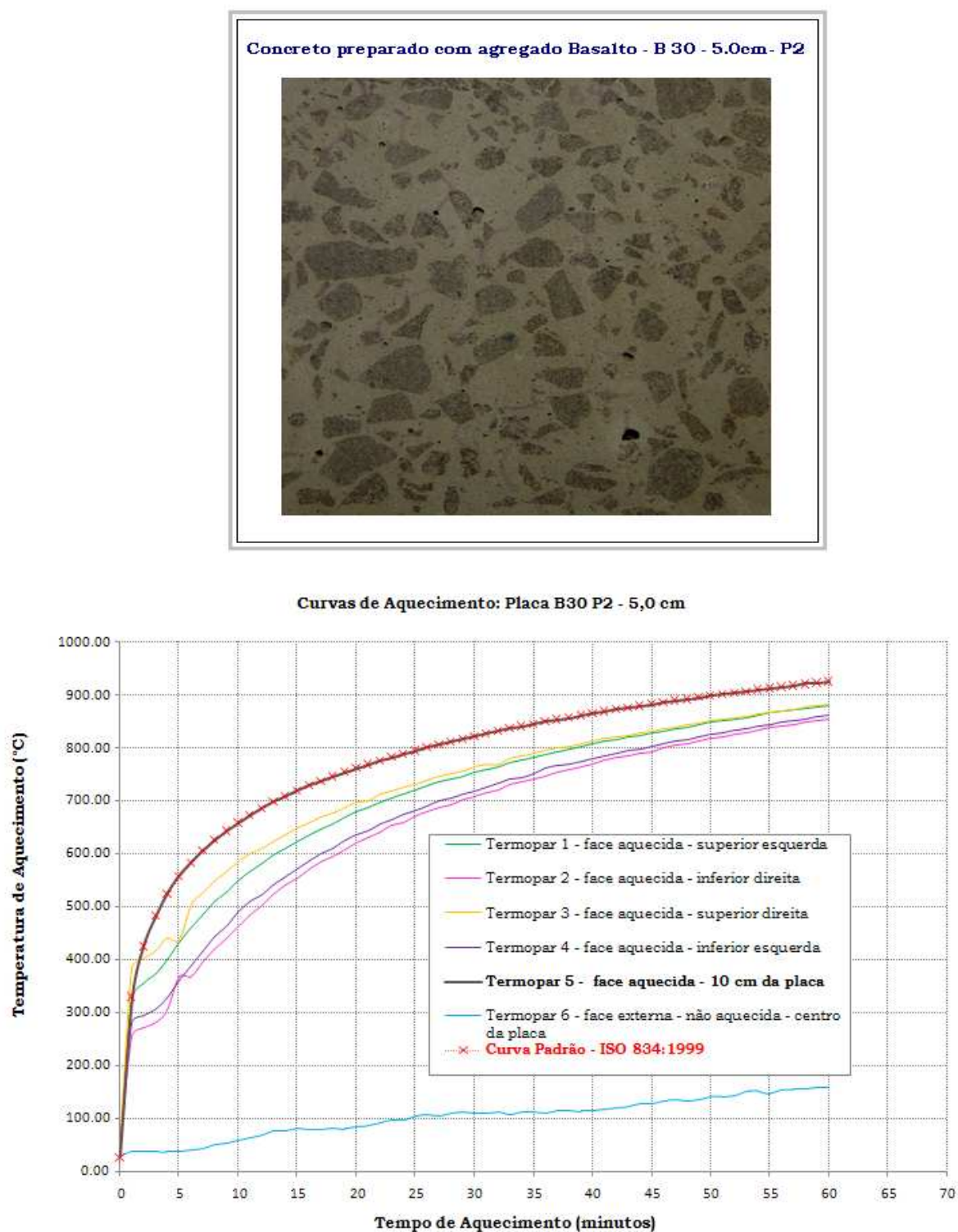


Figura A.32 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P2-5.0cm.

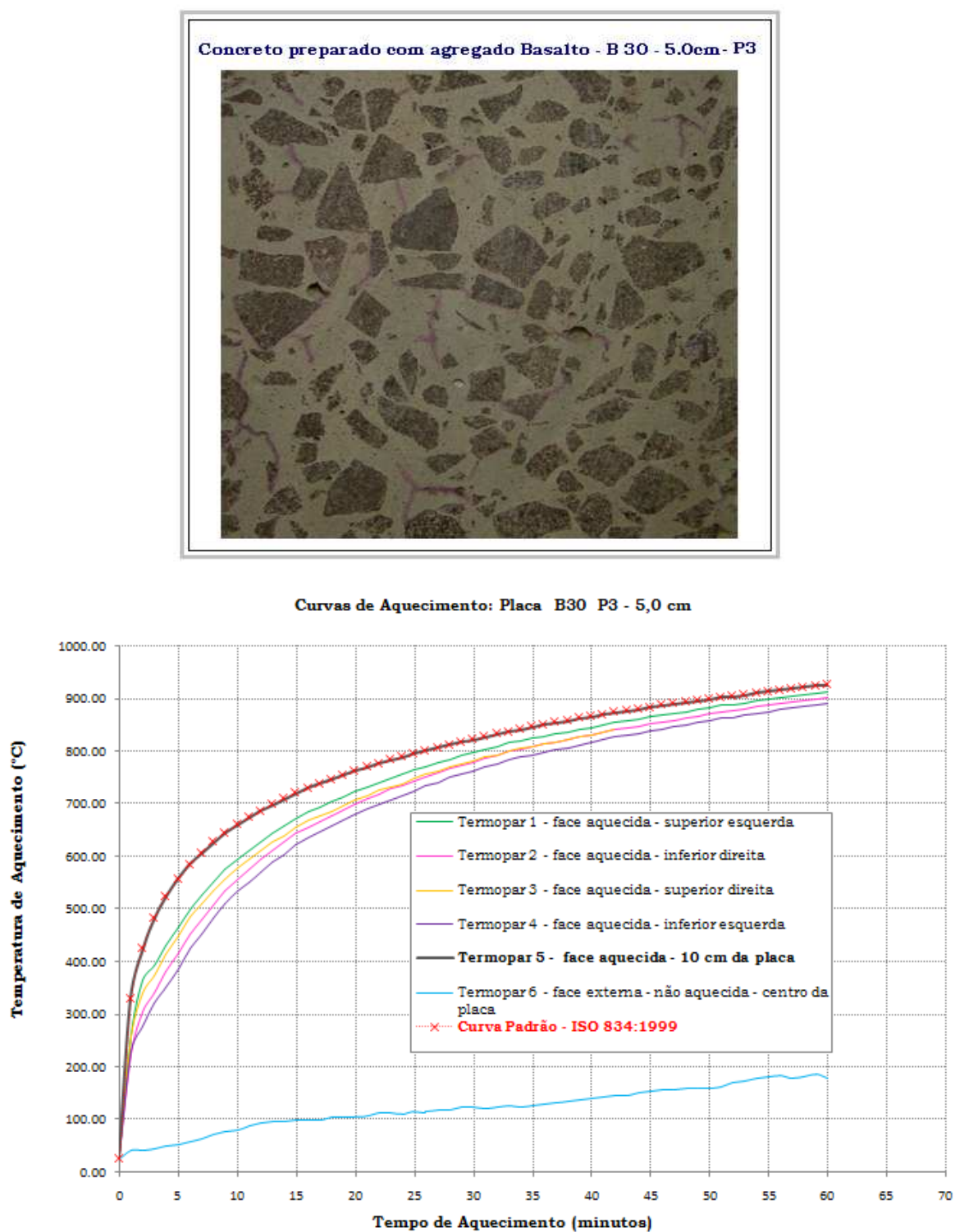


Figura A.33 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P3-5.0cm.

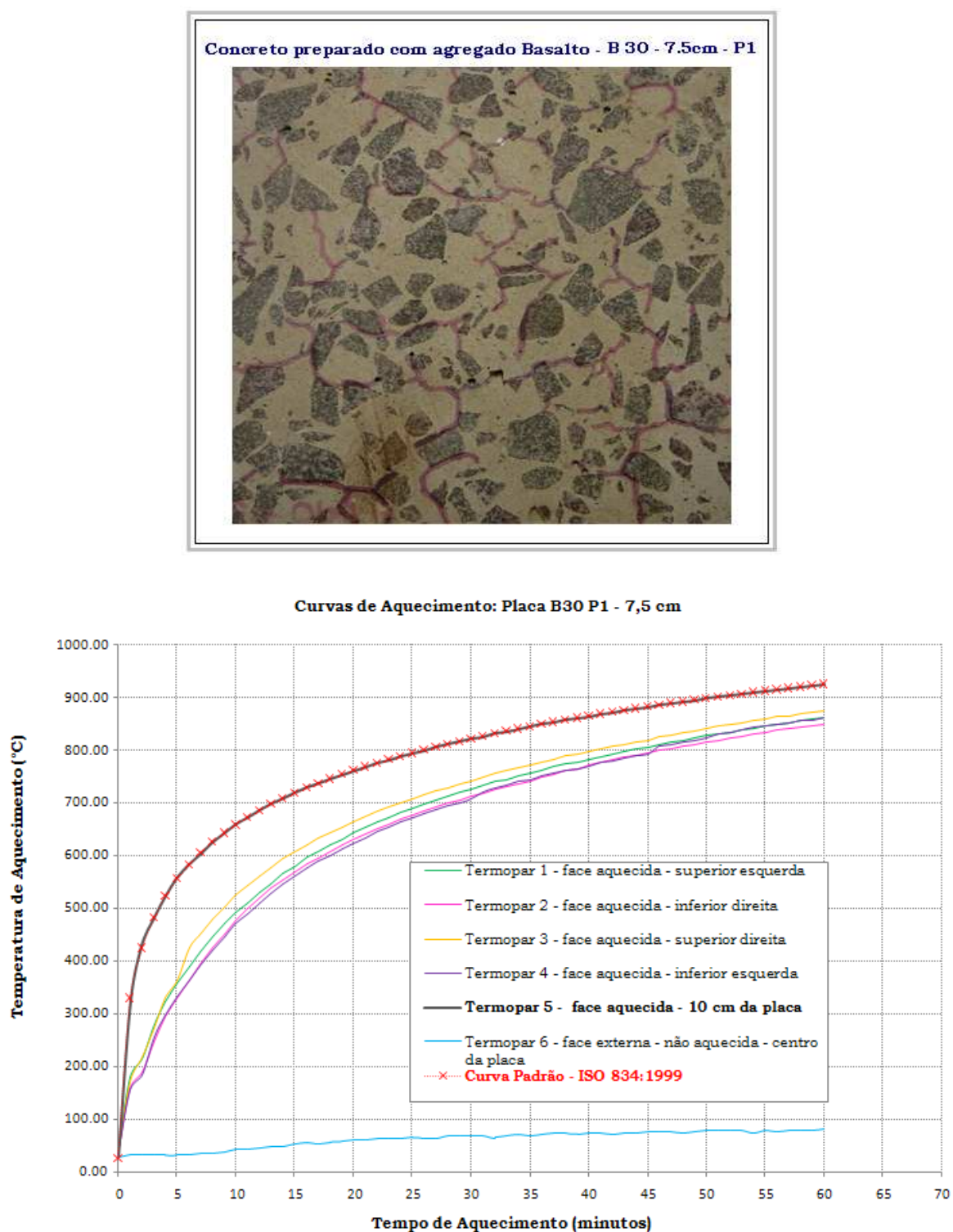


Figura A.34 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P1-7.5cm.



Curvas de Aquecimento: Placa B30 P2 - 7,5 cm

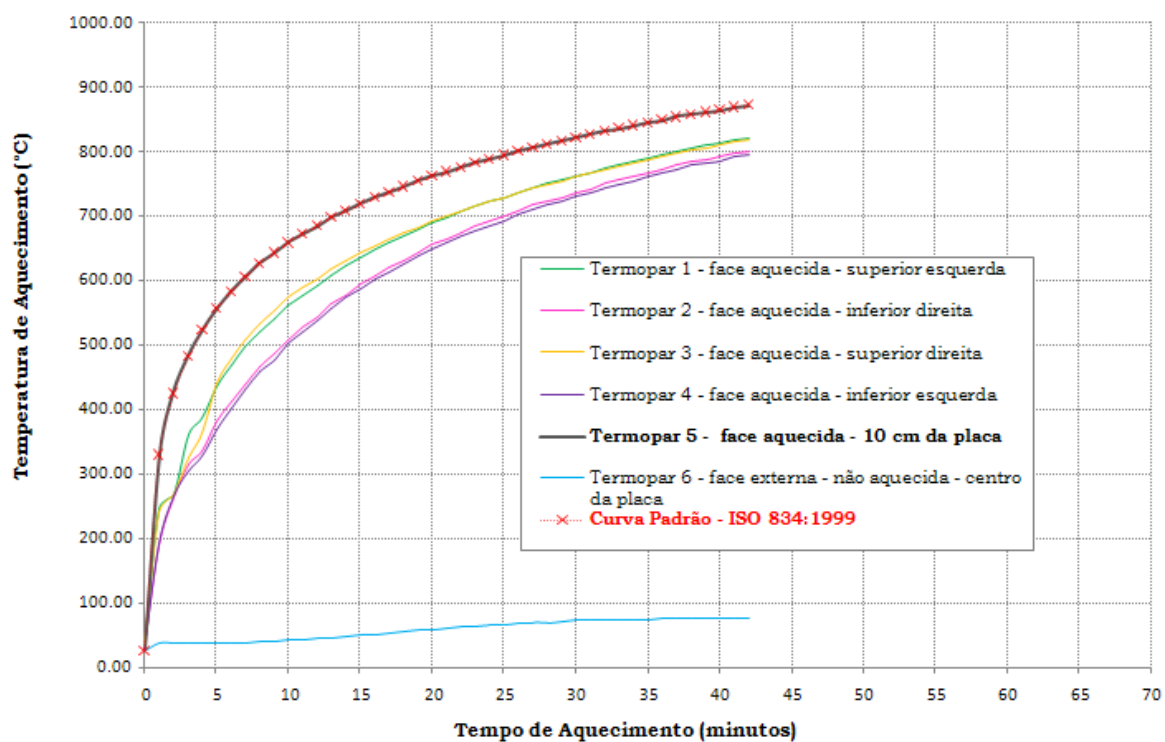


Figura A.35 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P2-7.5cm.

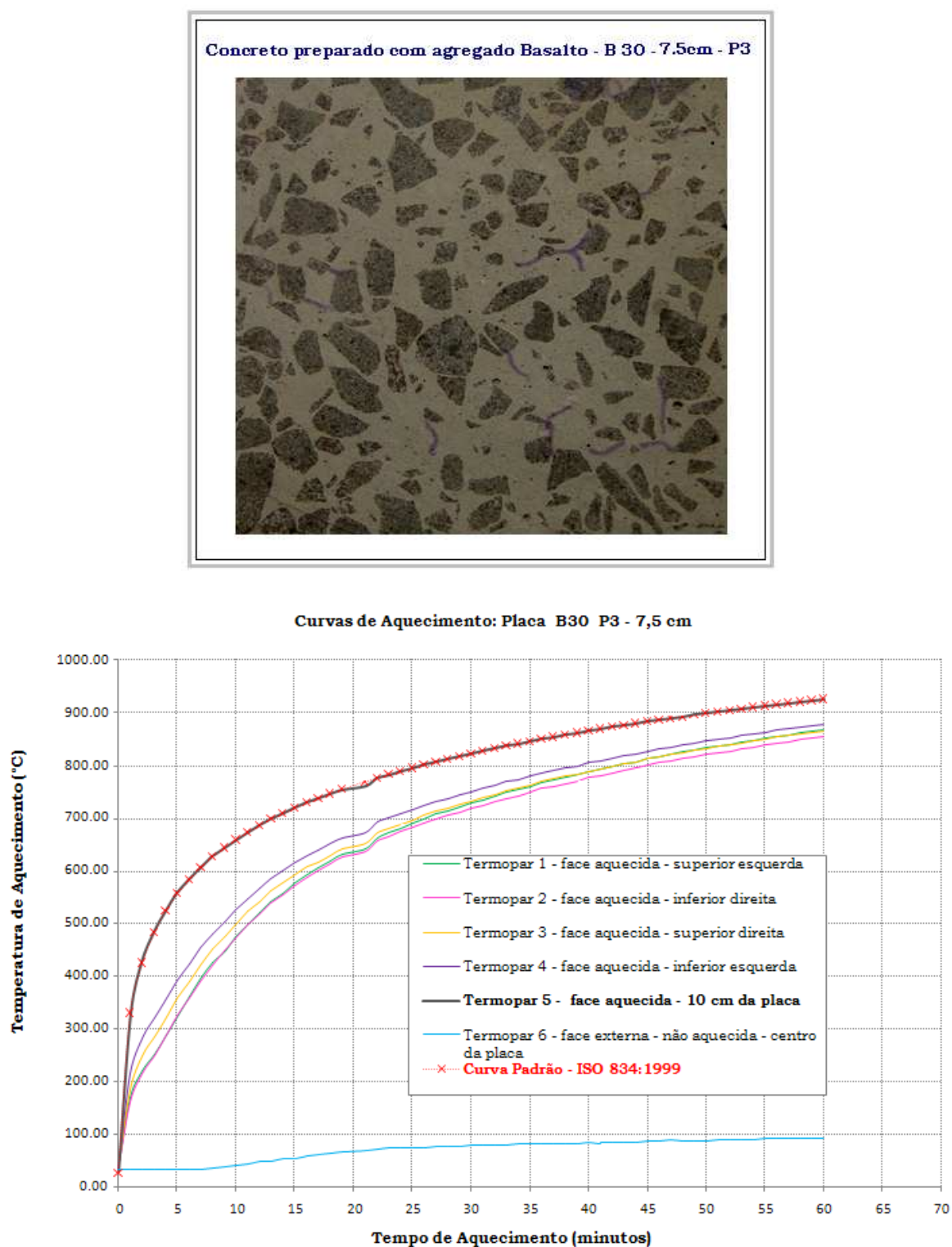


Figura A.36 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P3-7.5cm.

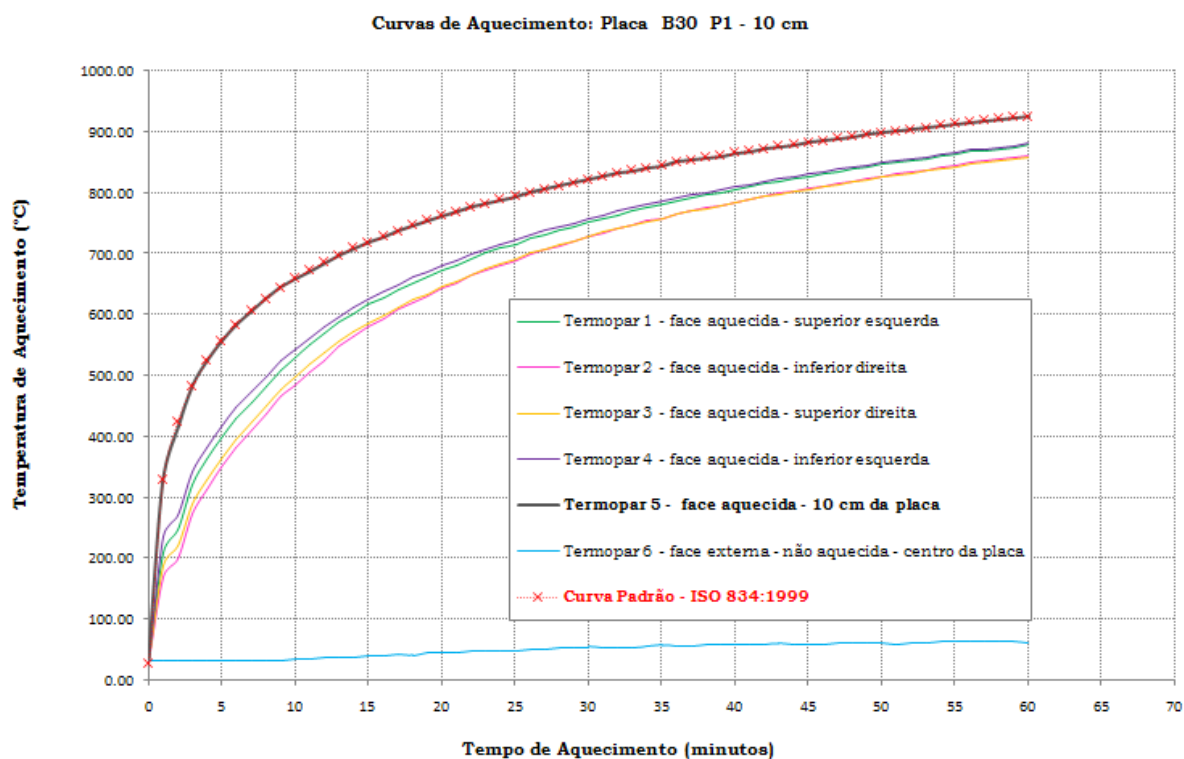


Figura A.37 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P1-10cm.

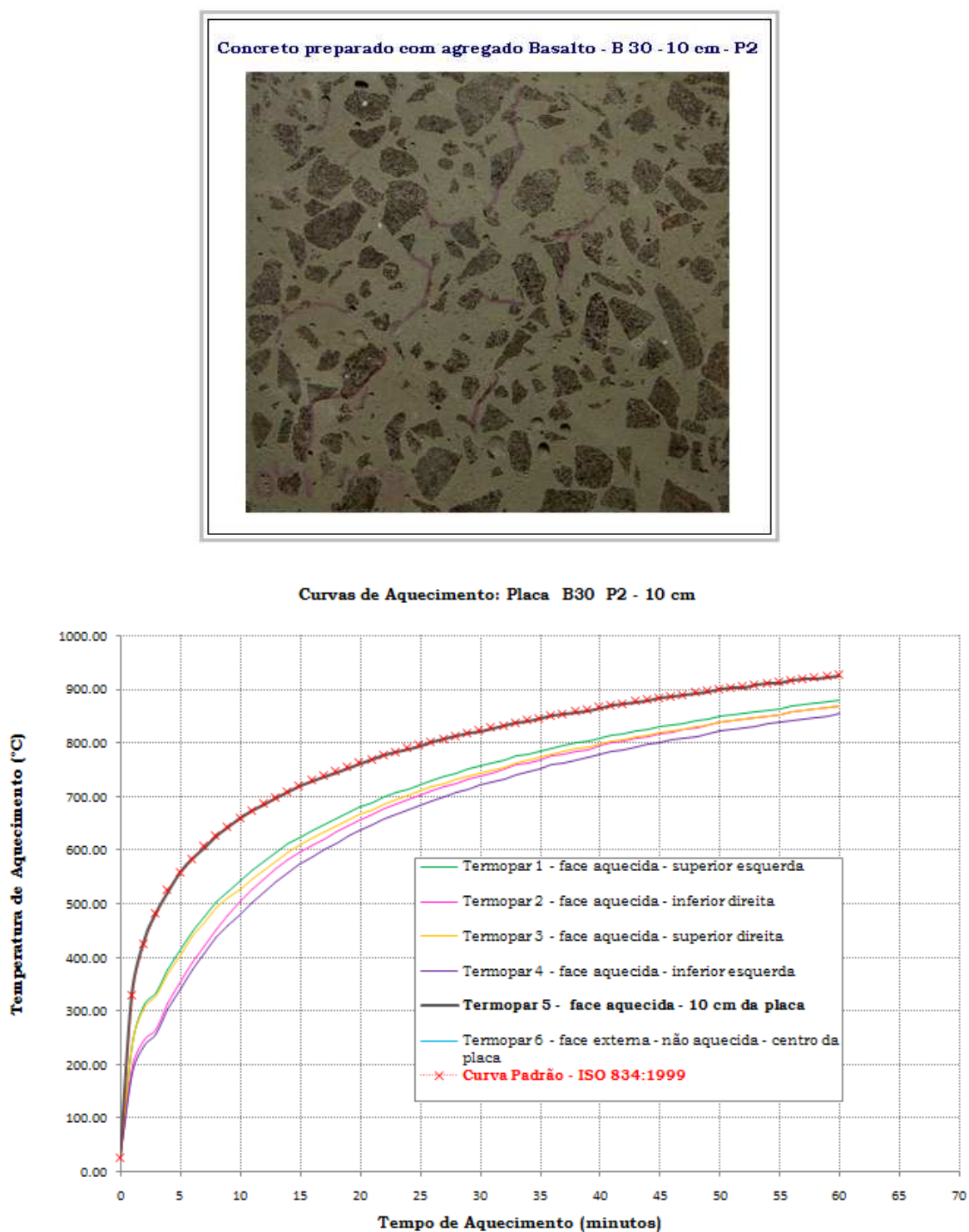


Figura A.38 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P2-10cm.



Curvas de Aquecimento: Placa B30 P3 - 10 cm

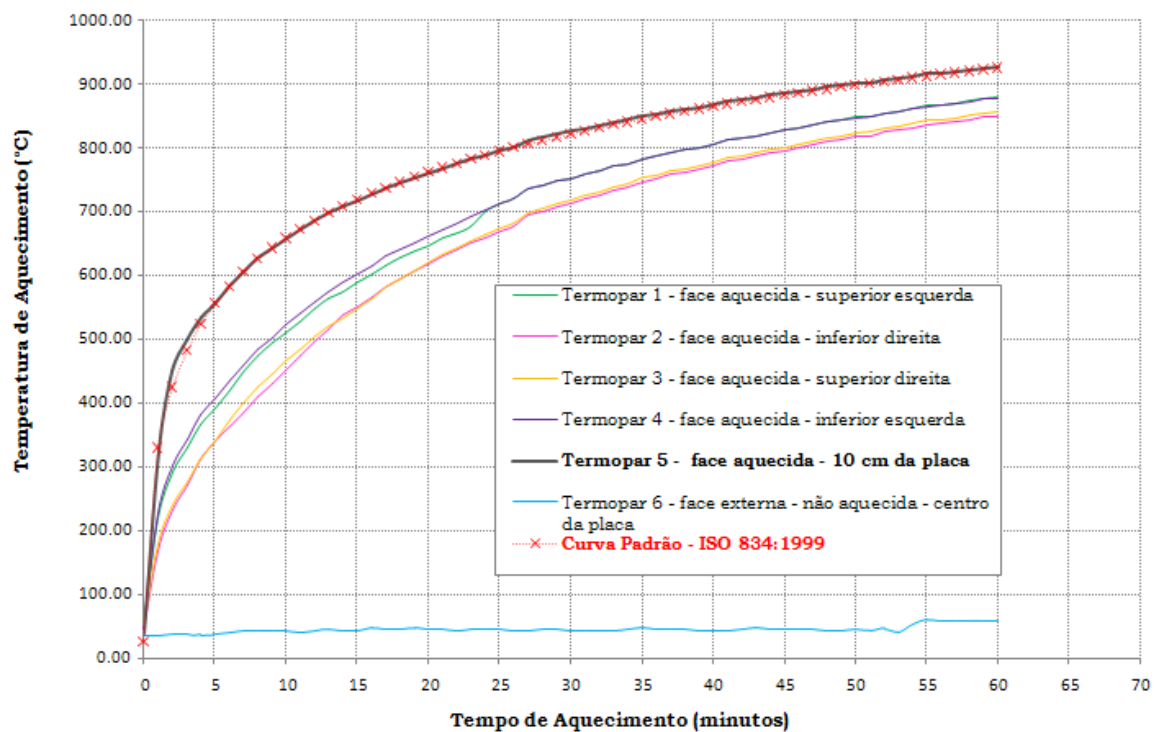


Figura A.39 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B30 – P3-10cm.

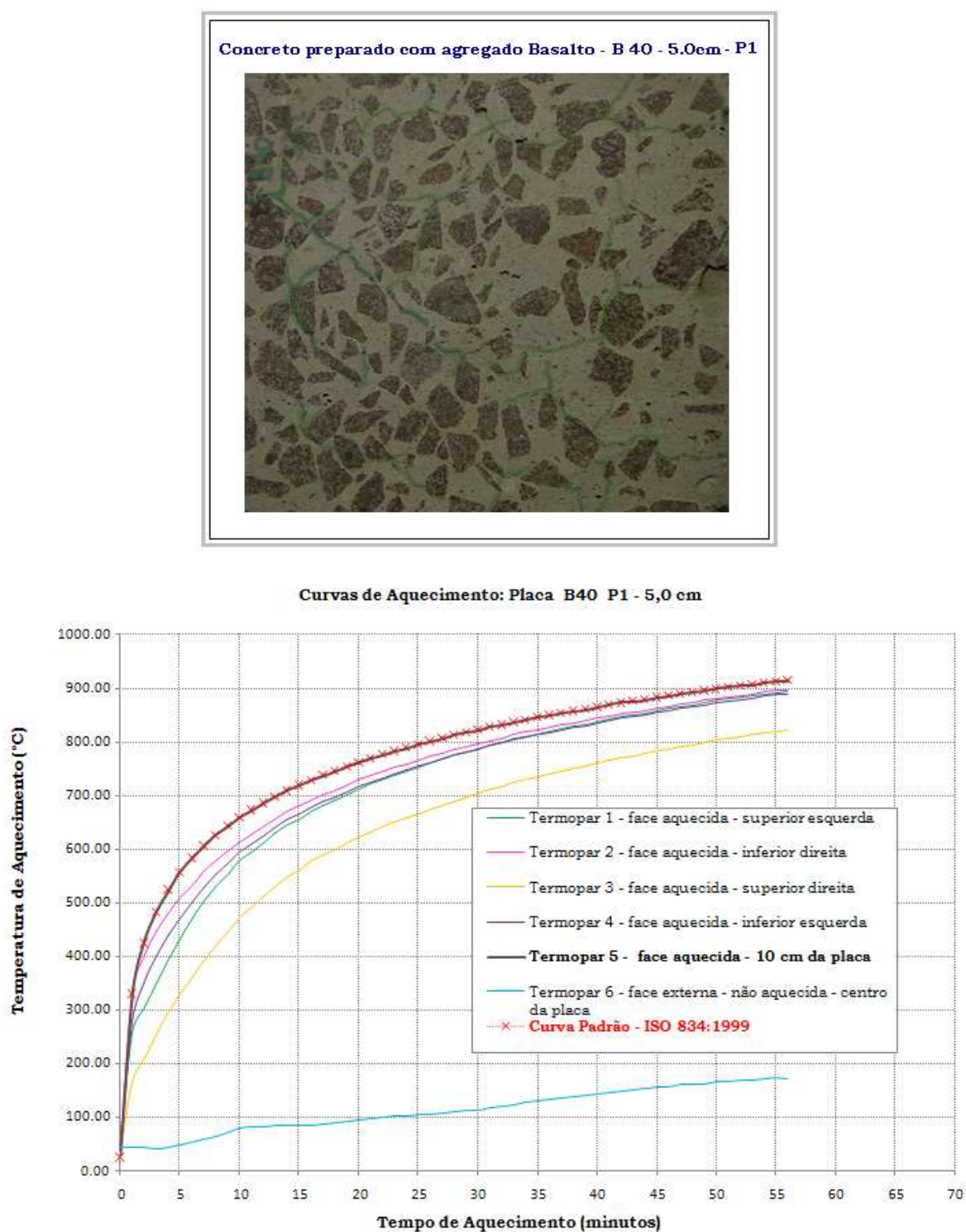


Figura A.40 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P1-5.0cm.

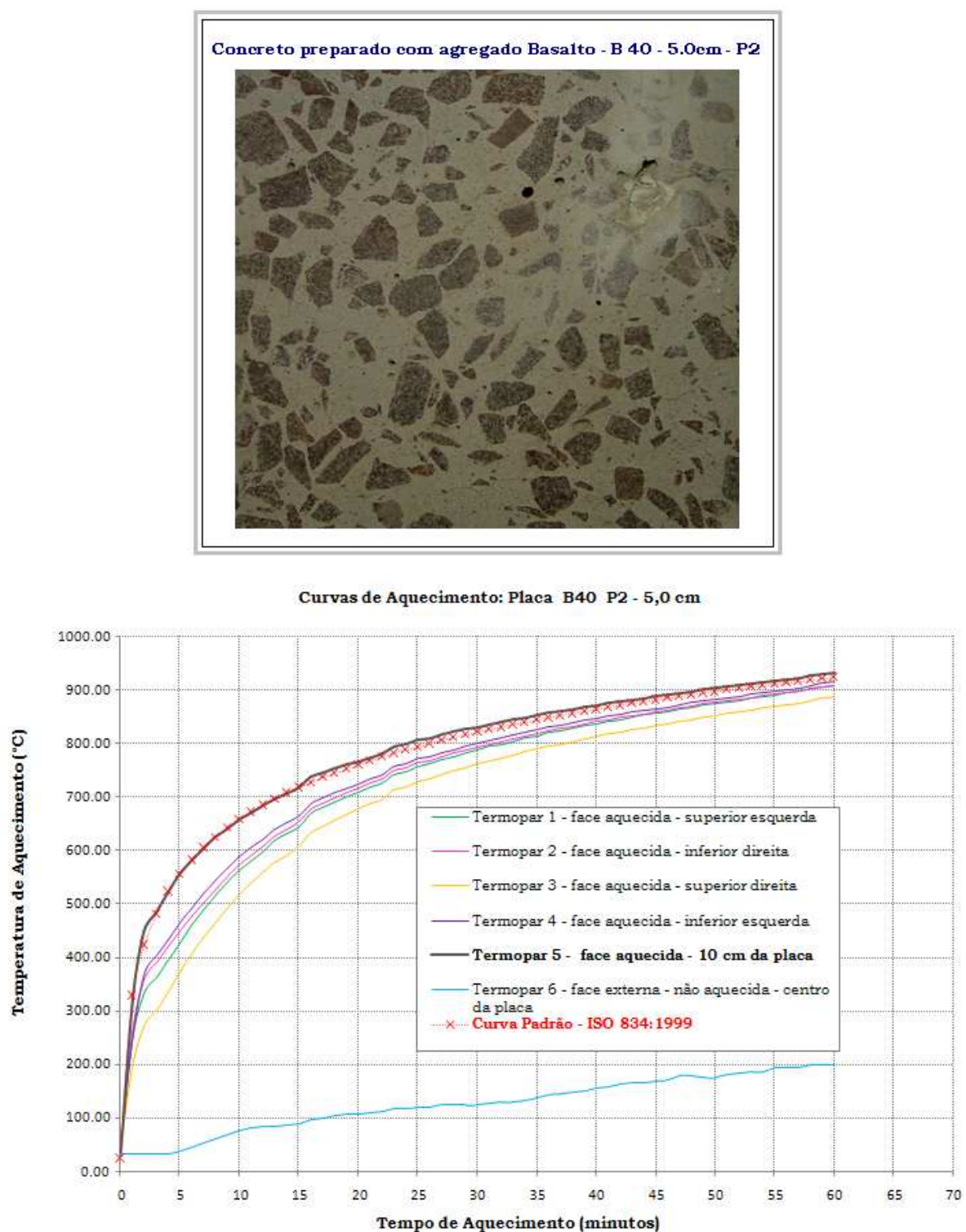


Figura A.41 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P2-5.0cm.

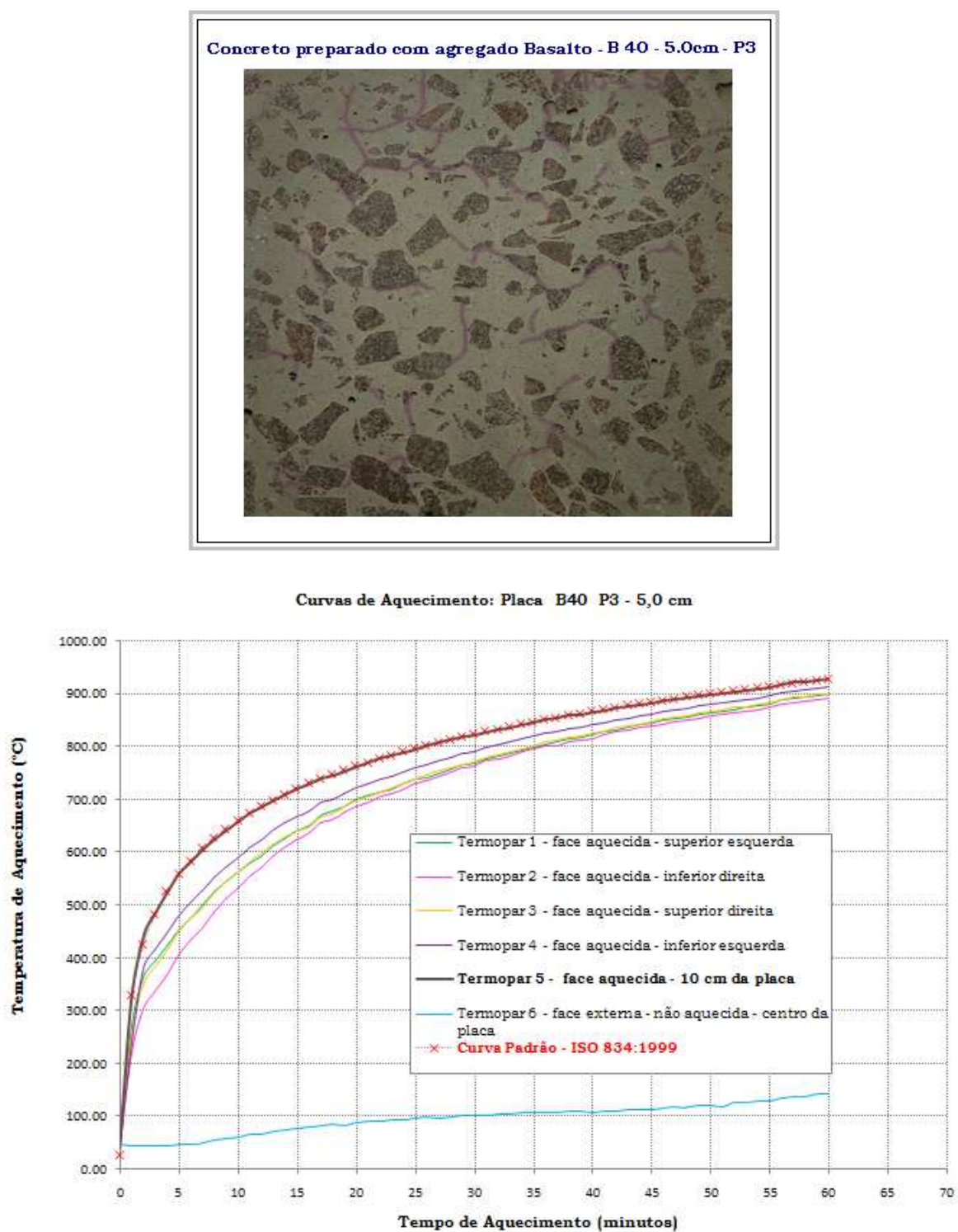


Figura A.42 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P3-5.0cm.

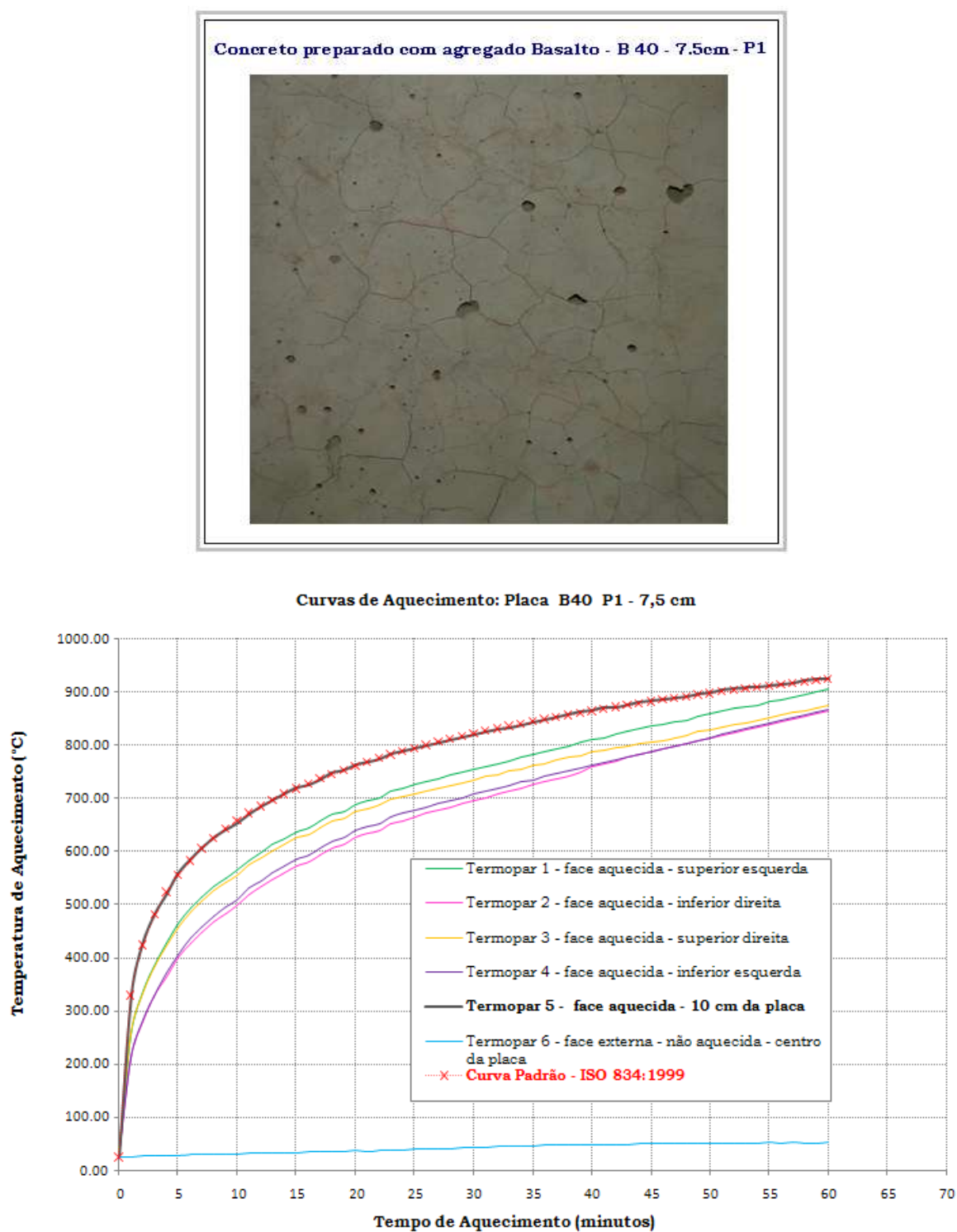


Figura A.43 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P1-7.5cm.

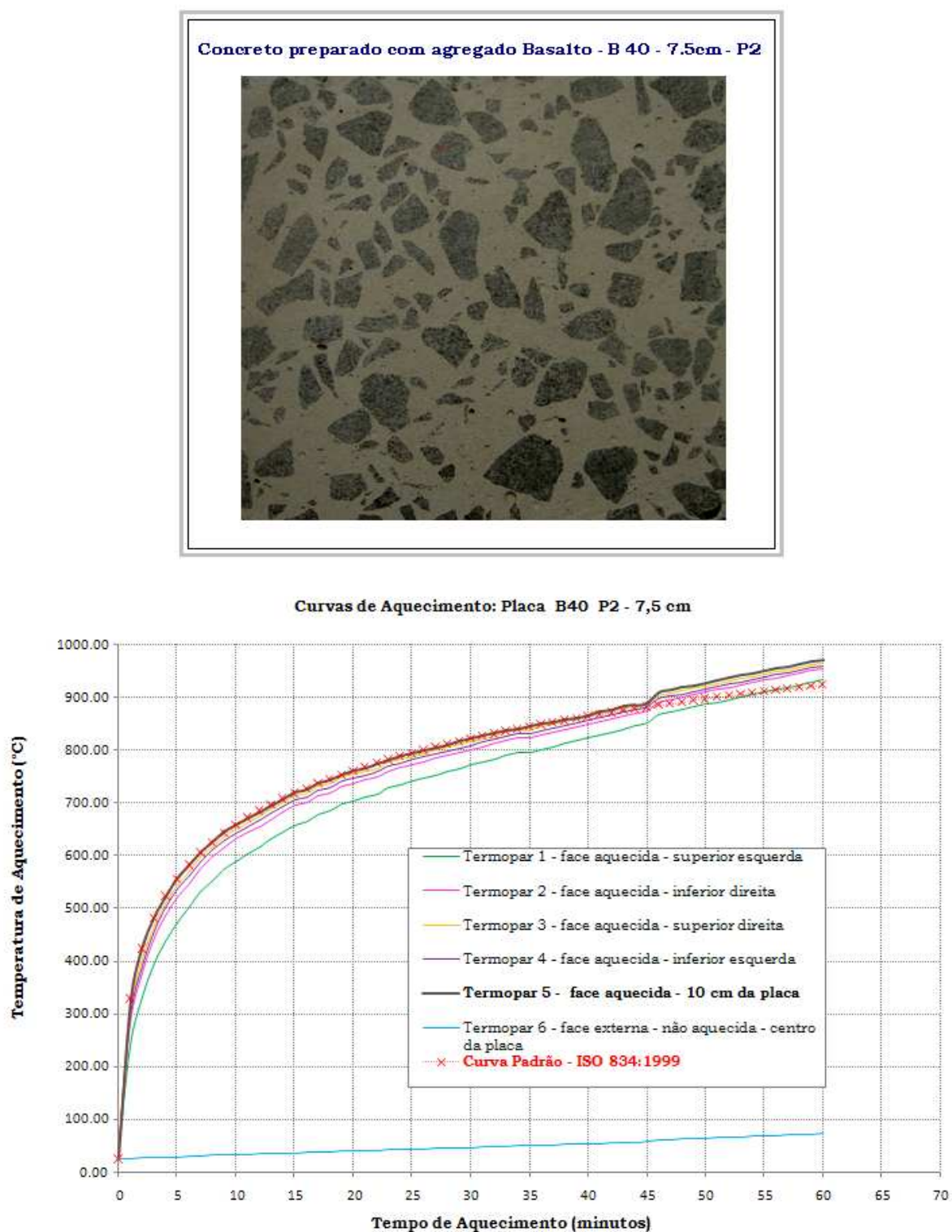


Figura A.44 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P2-7.5cm.

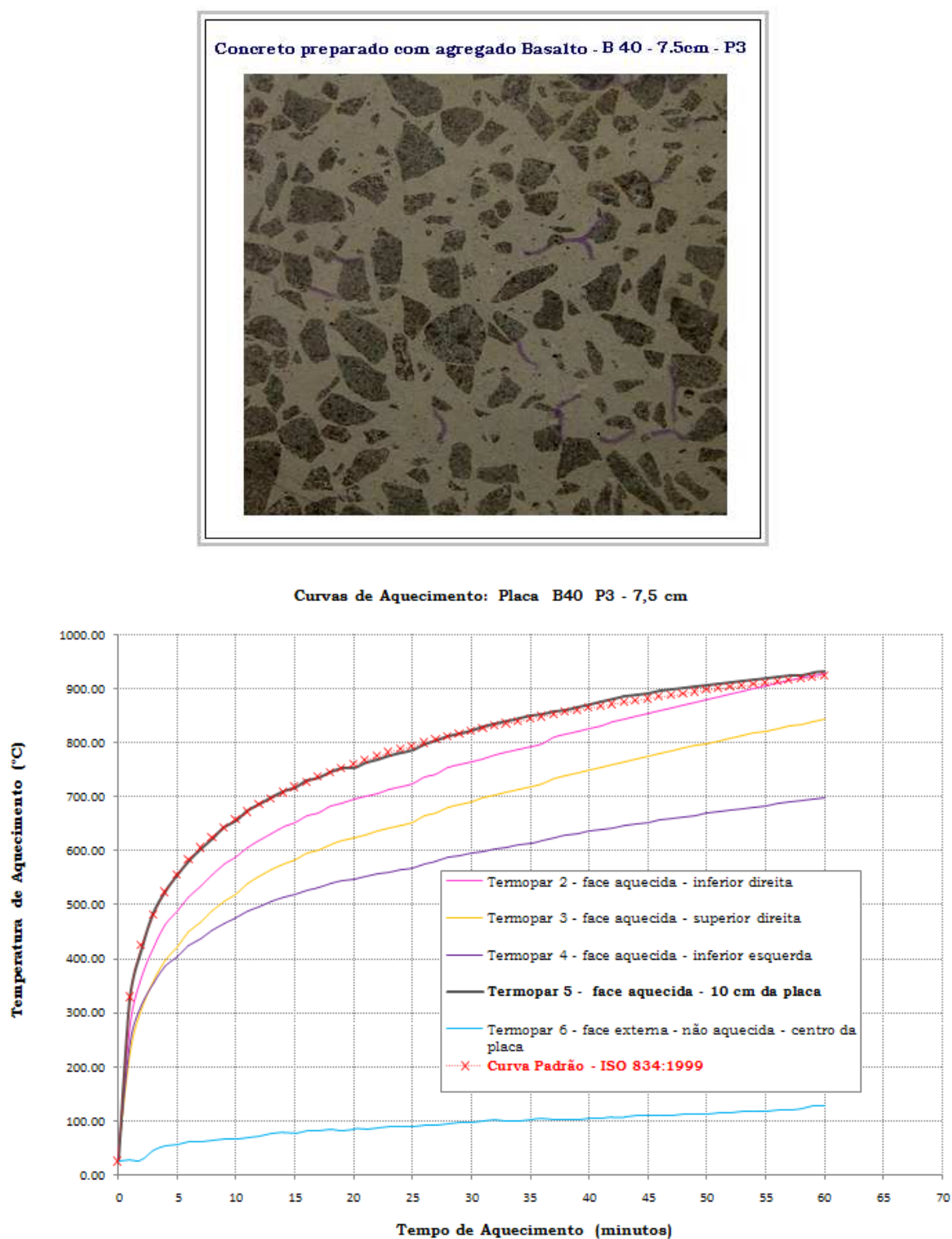


Figura A.45 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P3-7.5cm.

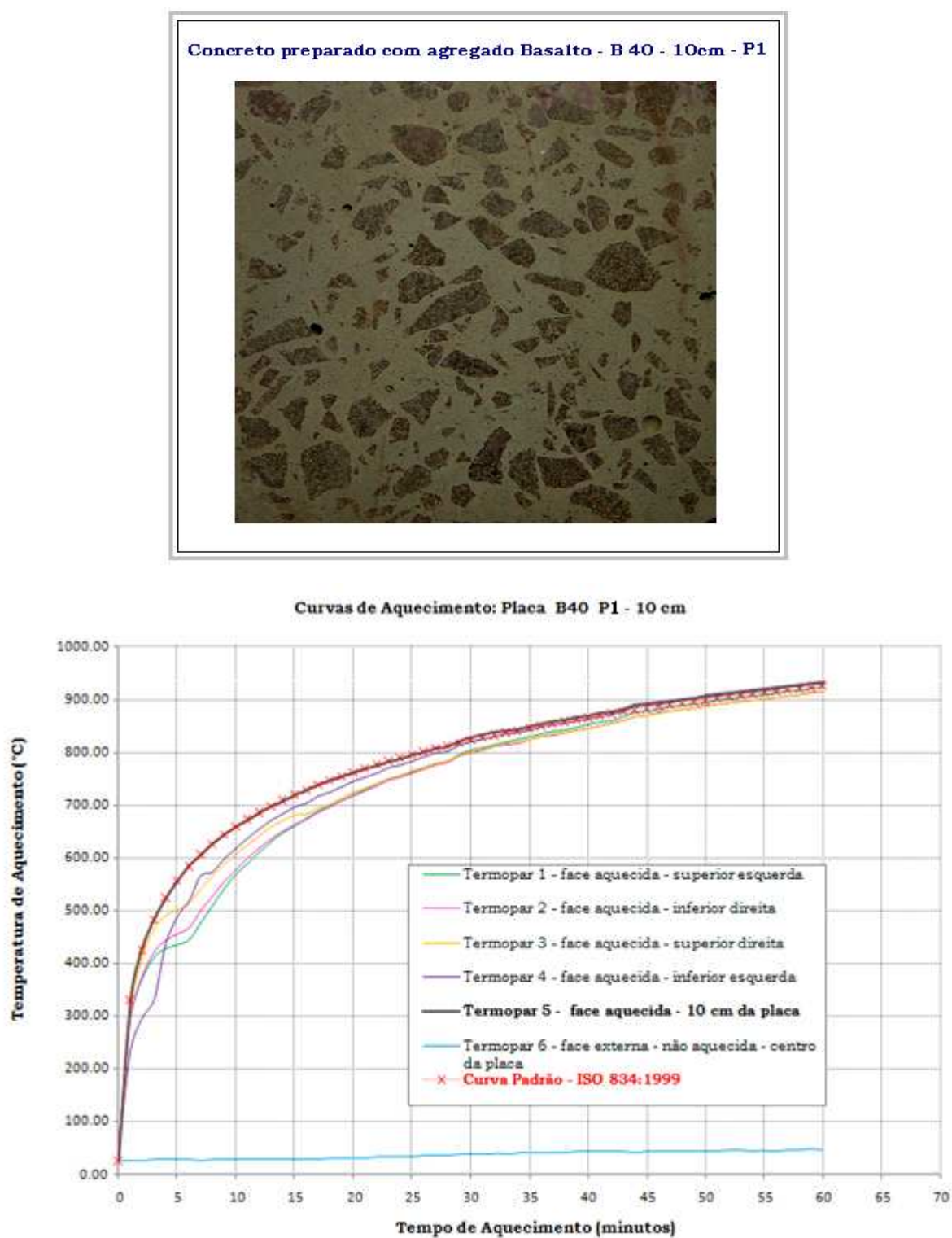


Figura A.46 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P1-10cm.

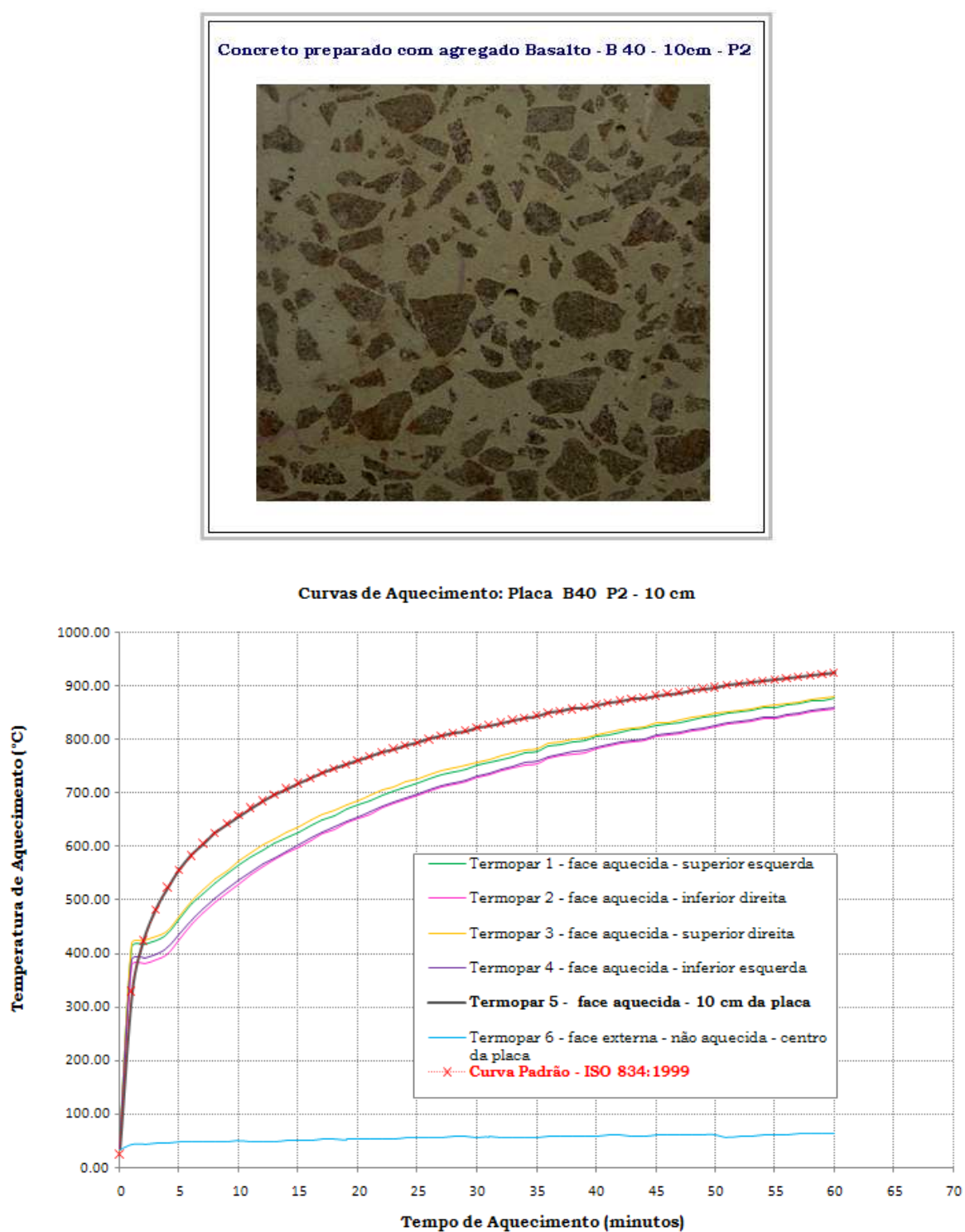


Figura A.47 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P2-10cm.

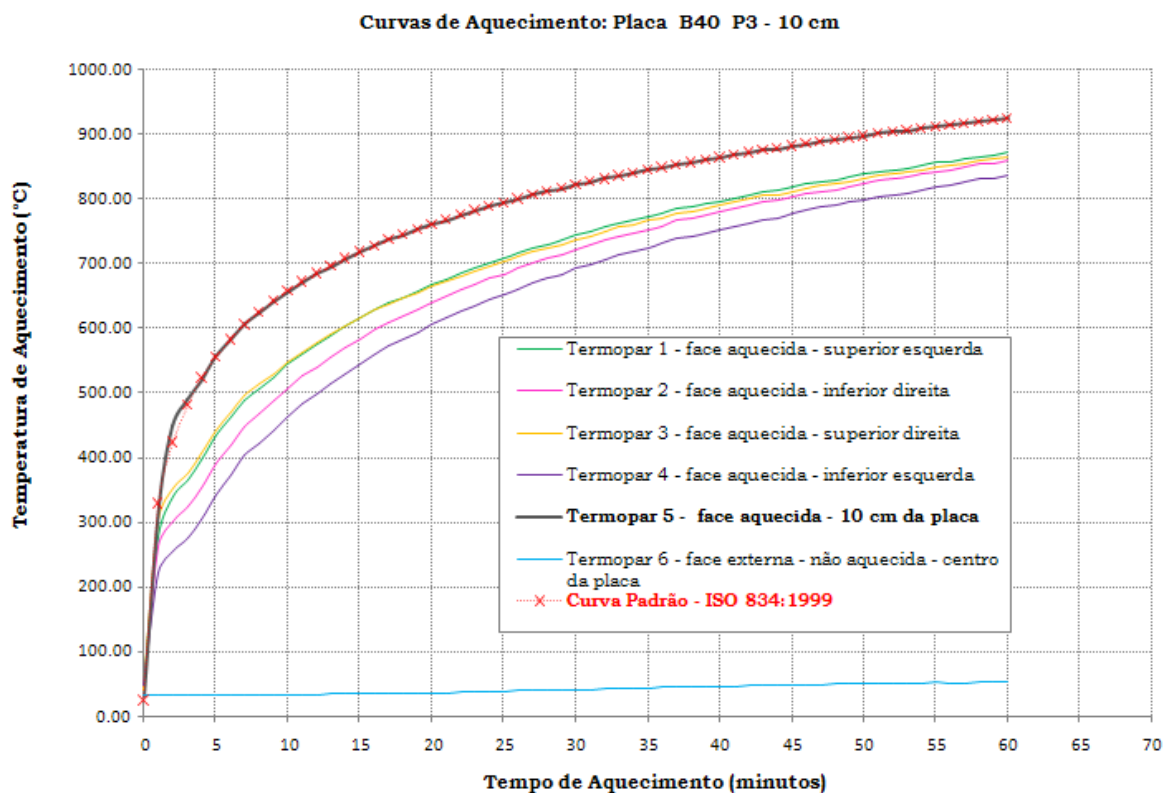


Figura A.48 - Curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B40 – P3-10cm.

A imagem da face da placa aquecida, referente as curvas acima apresentada, foi perdida devido um erro de gravação.

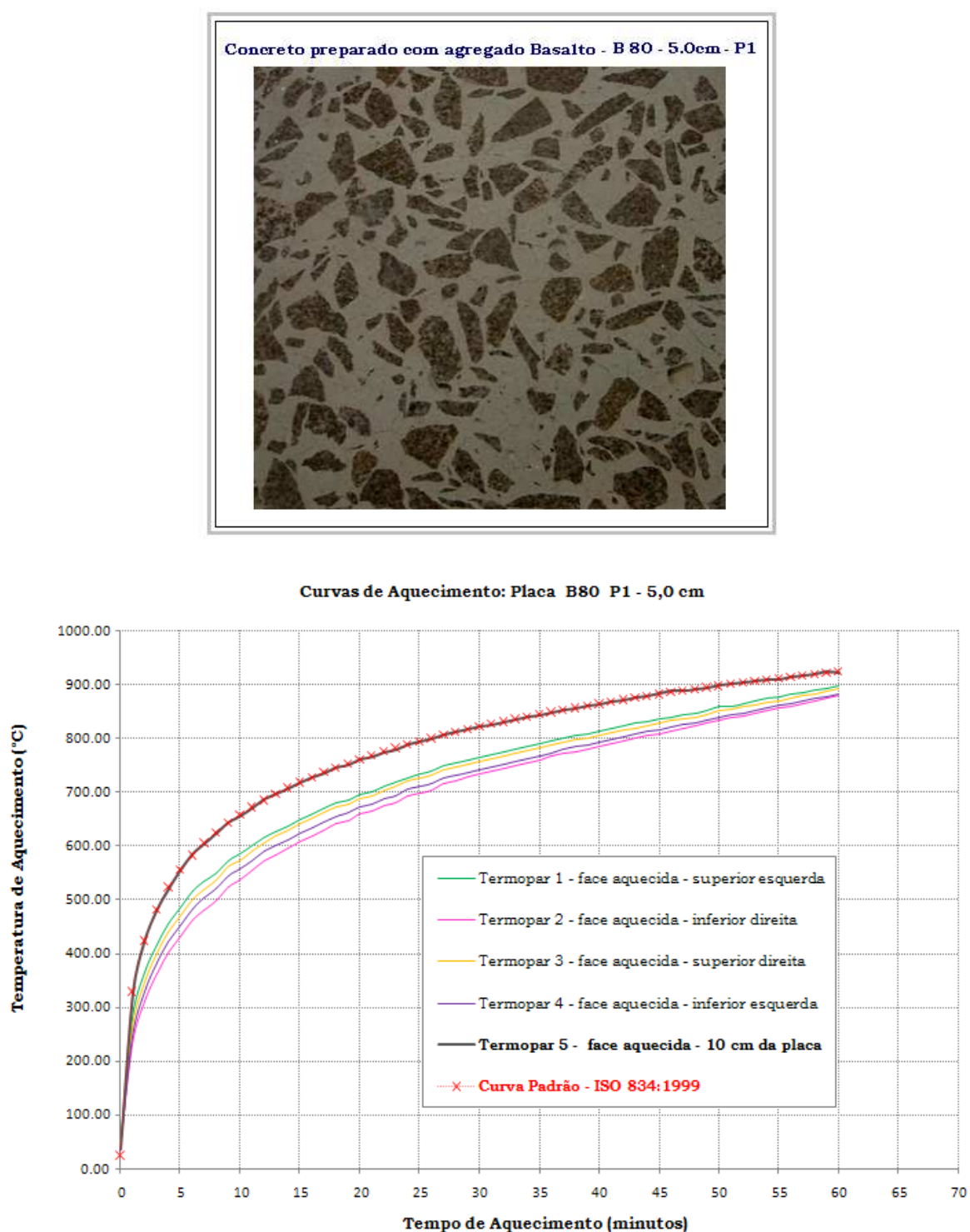


Figura A.49 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P1-5.0cm.



Curvas de Aquecimento: Placa B80 P2 - 5,0 cm

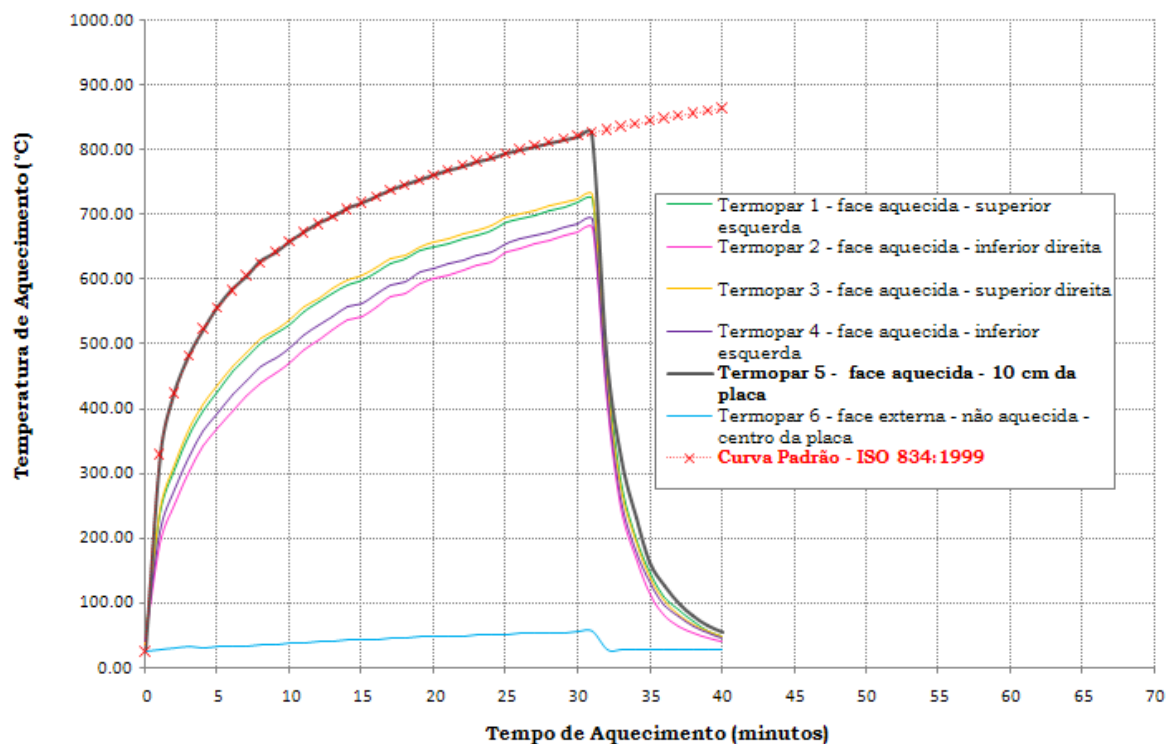


Figura A.50 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P2-5.0cm.

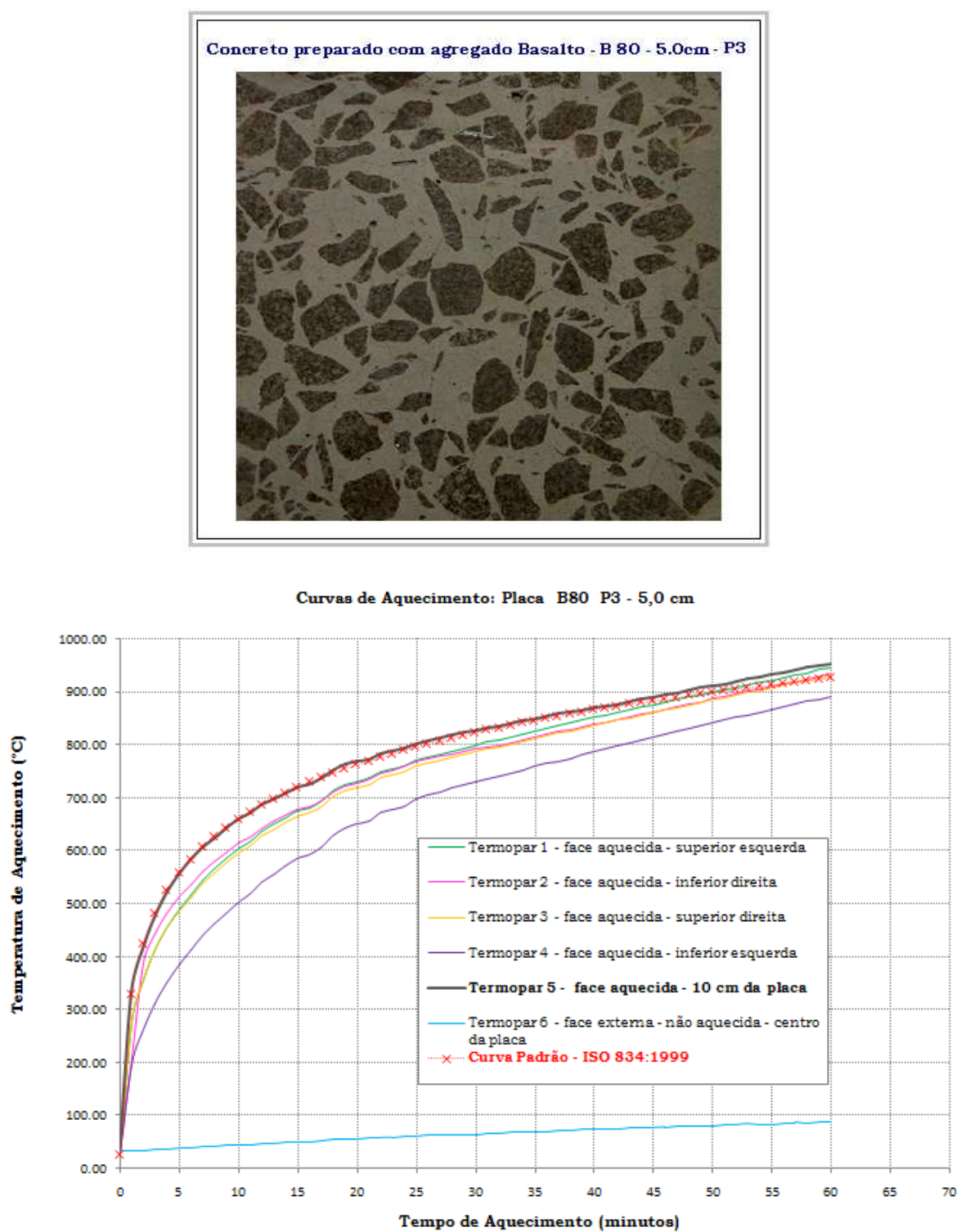


Figura A.51 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P3-5.0cm.

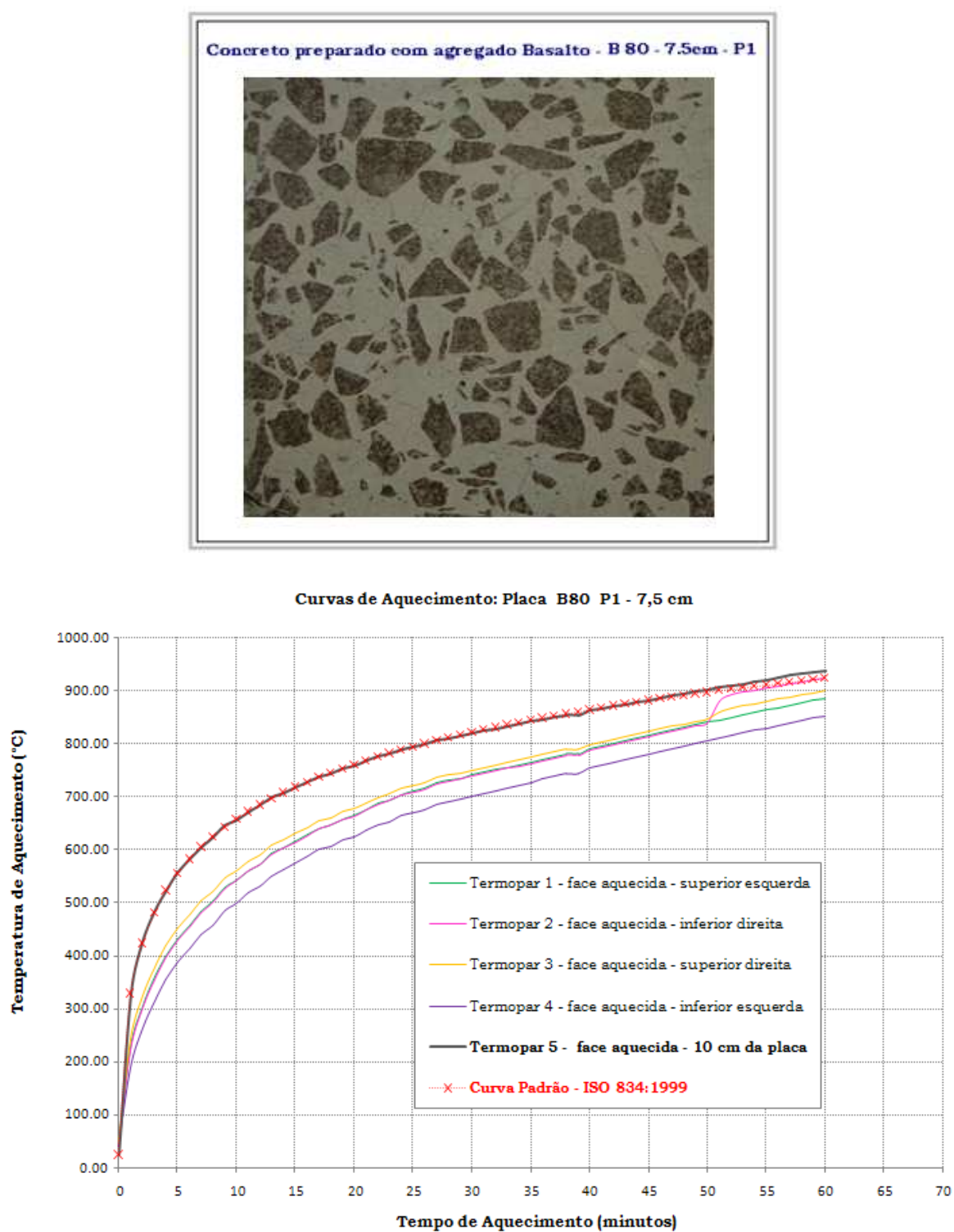


Figura A.52 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P1-7.5cm.

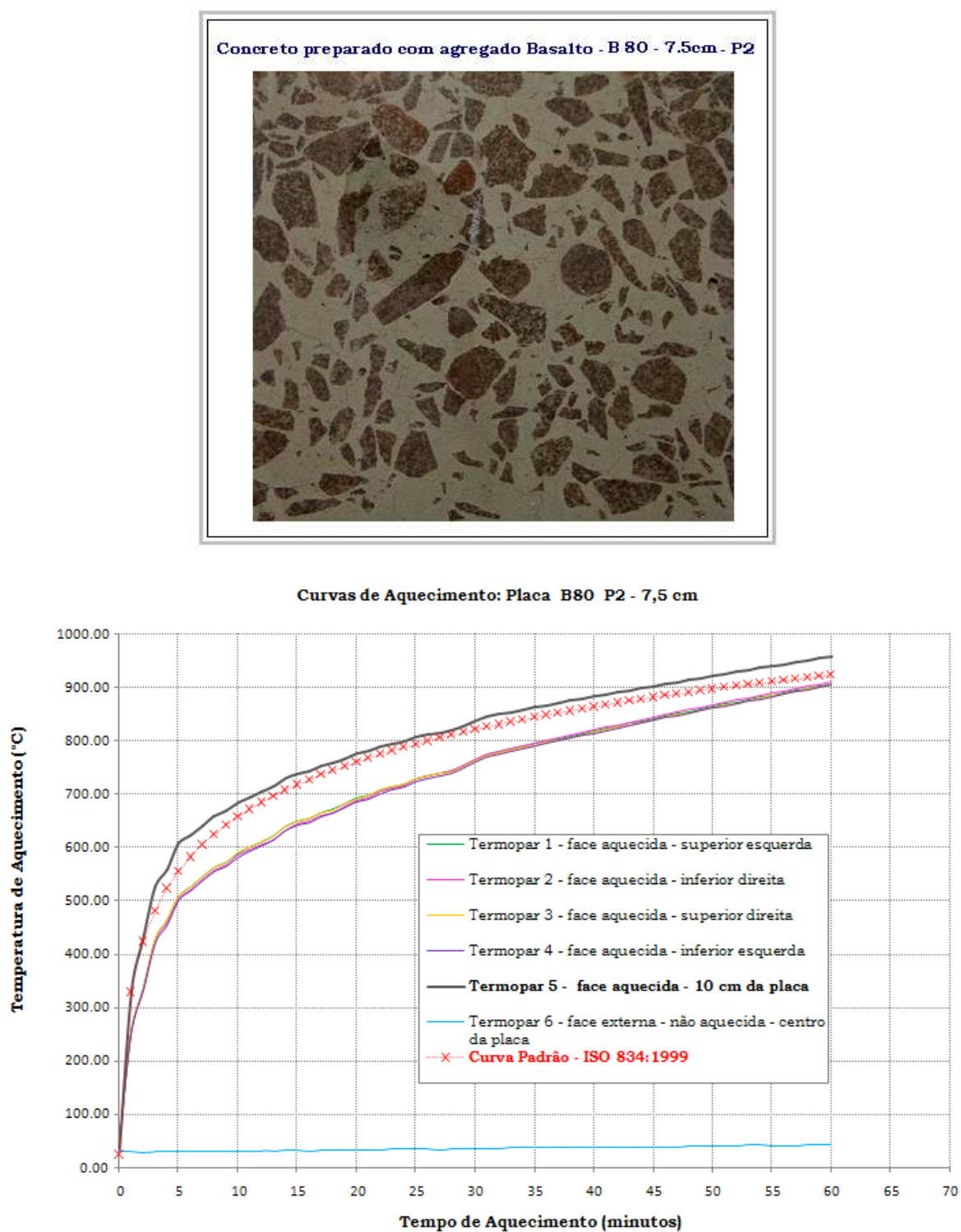


Figura A.53 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P2-7.5cm.

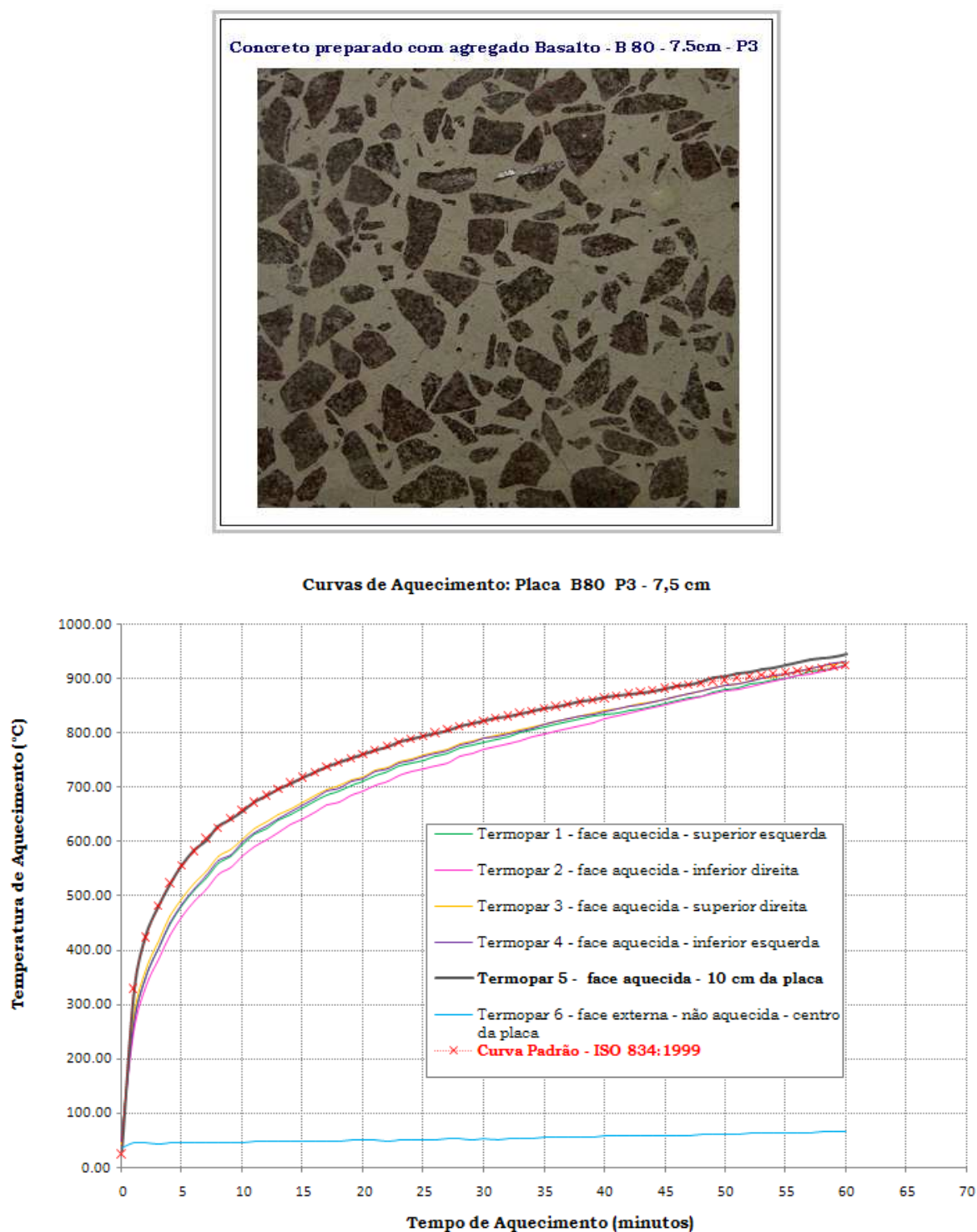


Figura A.54 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P3-7.5cm.

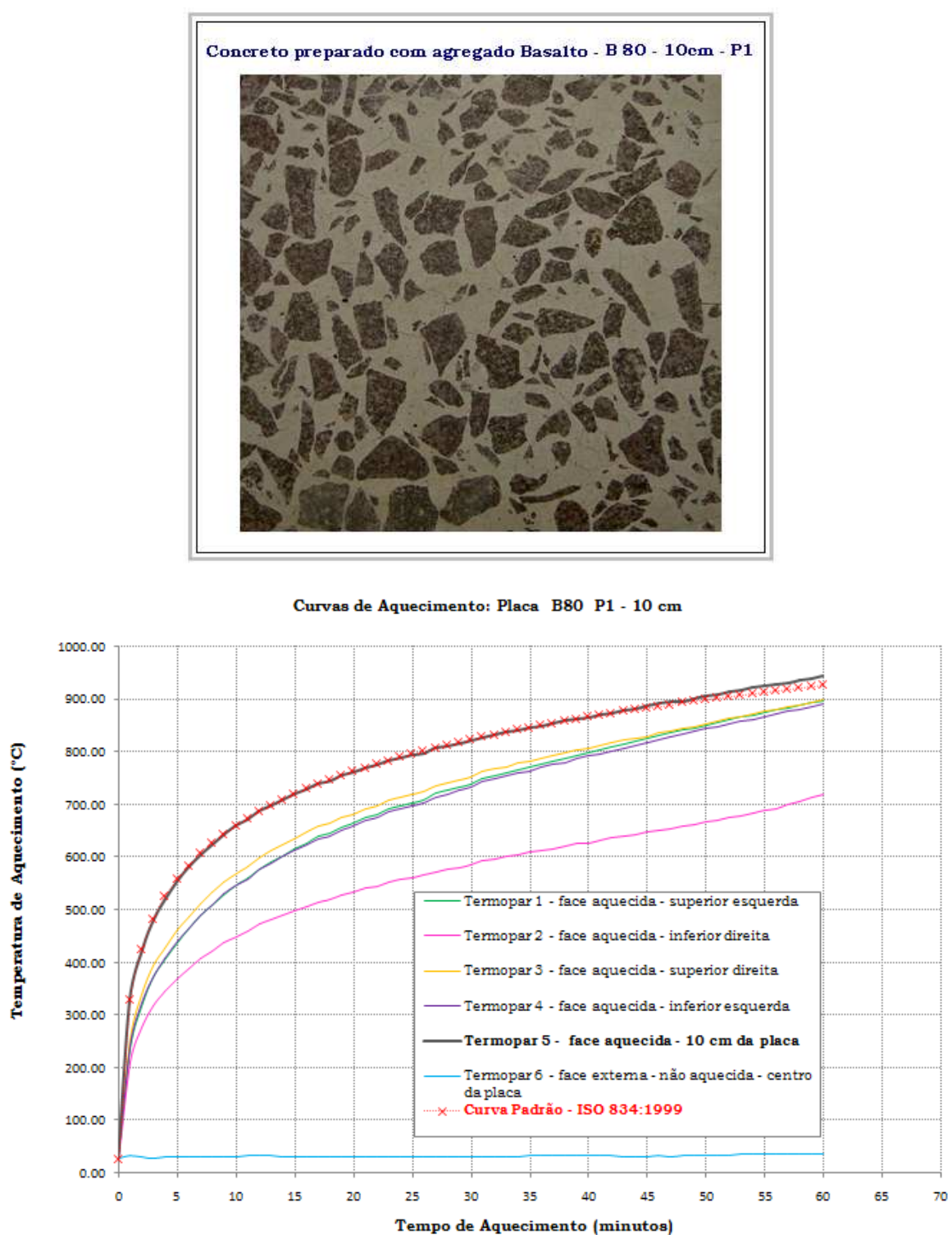


Figura A.55 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P1-10cm.



Curvas de Aquecimento: Placa B80 P2 - 10 cm

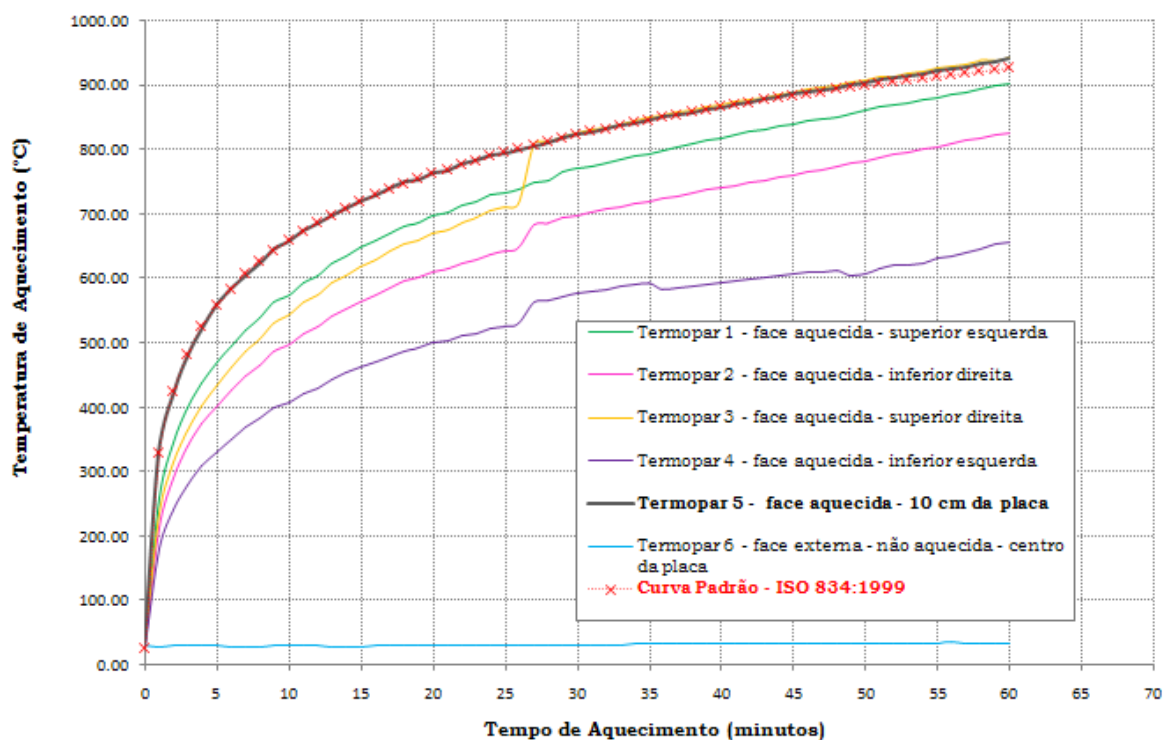


Figura A.56 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P2-10cm.

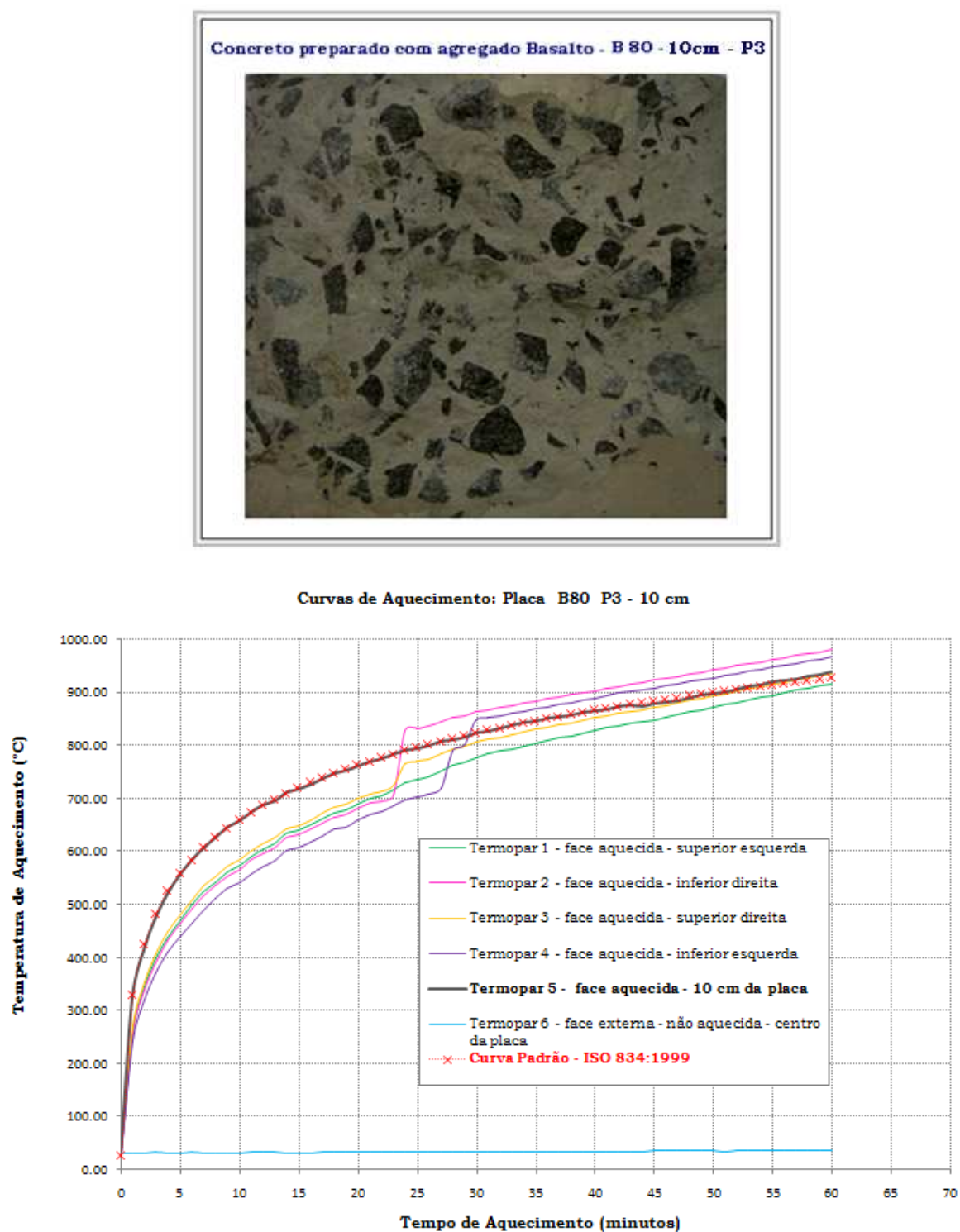


Figura A.57 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado basalto – B80 – P3-10cm.

Figuras das Placas e Curvas de Aquecimento: Concreto preparado com Agregado Calcáreo

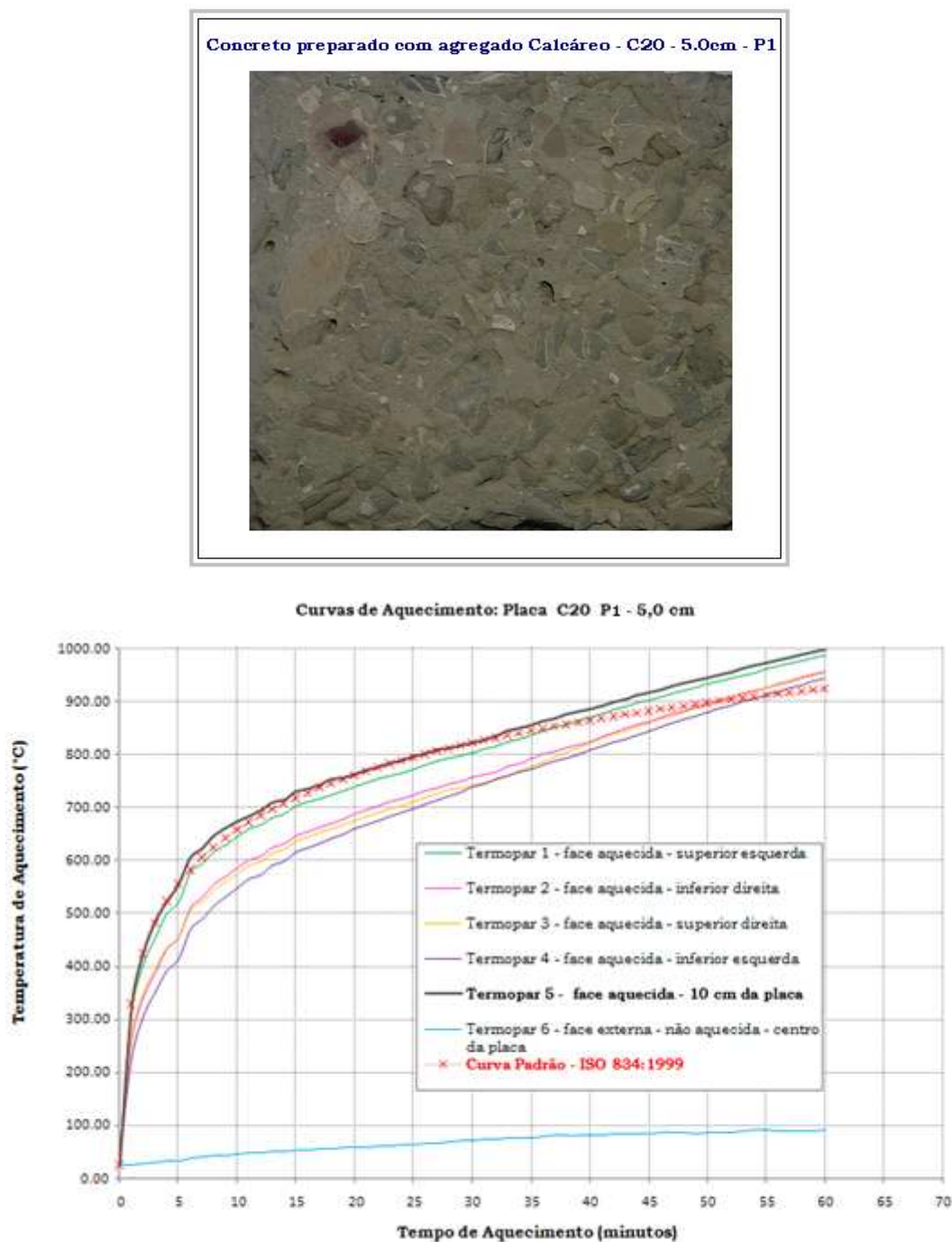


Figura A.58 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P1-5.0cm.

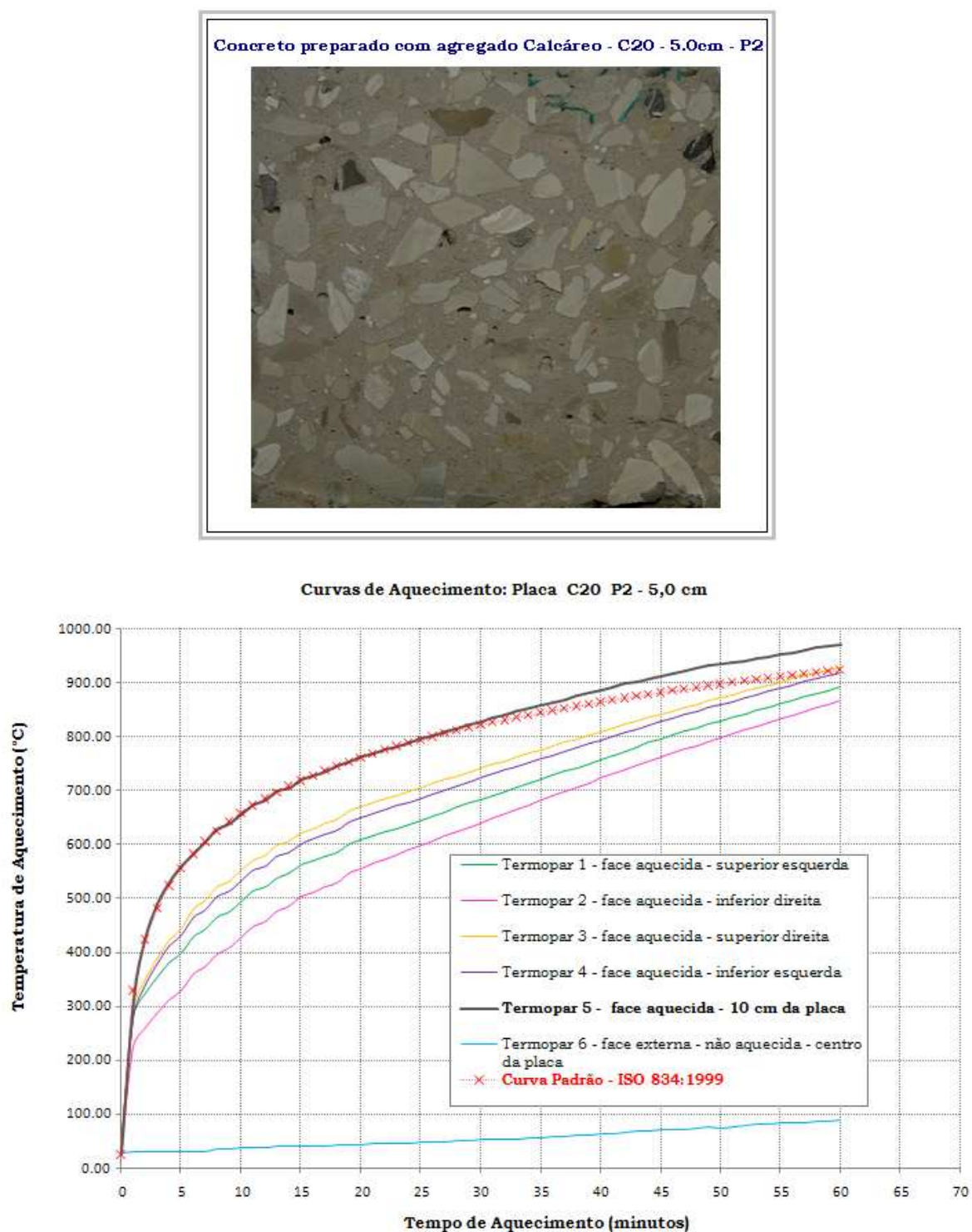


Figura A.59 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P1-5.0cm.

Concreto preparado com agregado Calcáreo - C20 - 5.0cm - P3



Os dados para gerar as curvas da placa acima apresentada não foram gravados corretamente e o arquivo não pode ser aberto.



Curvas de Aquecimento: Placa C20 P1 - 7,5 cm

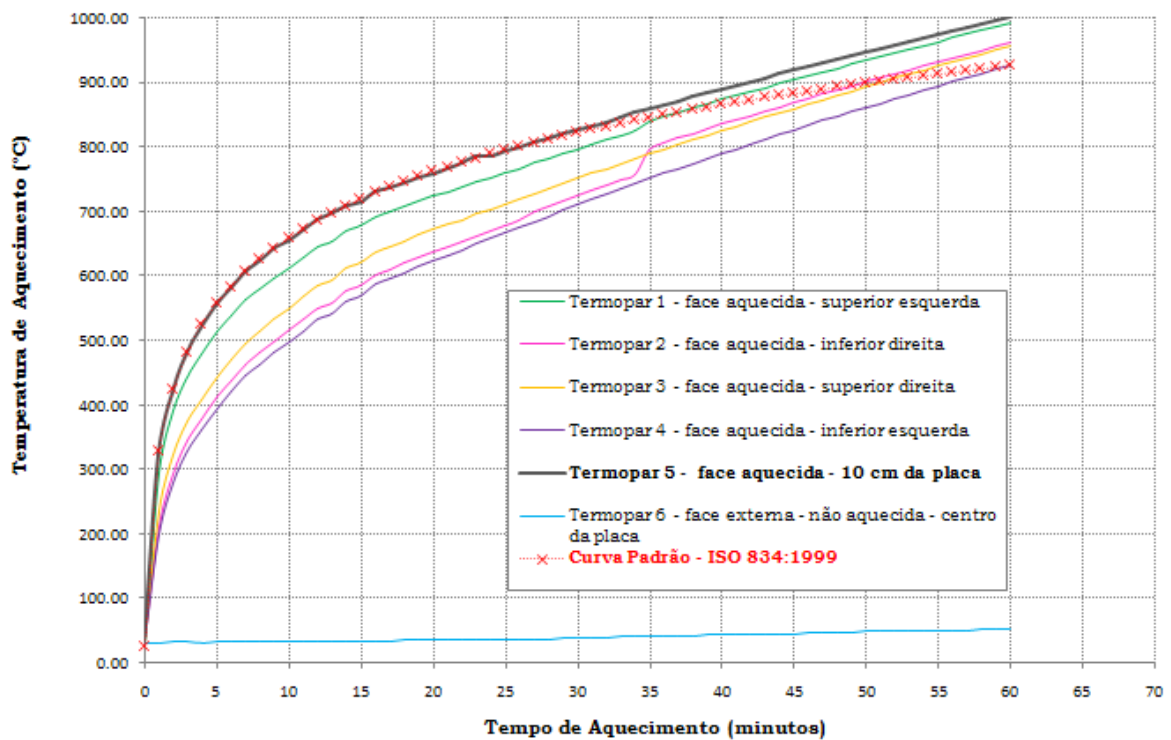


Figura A.60 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo - C20 - P1-7.5cm.

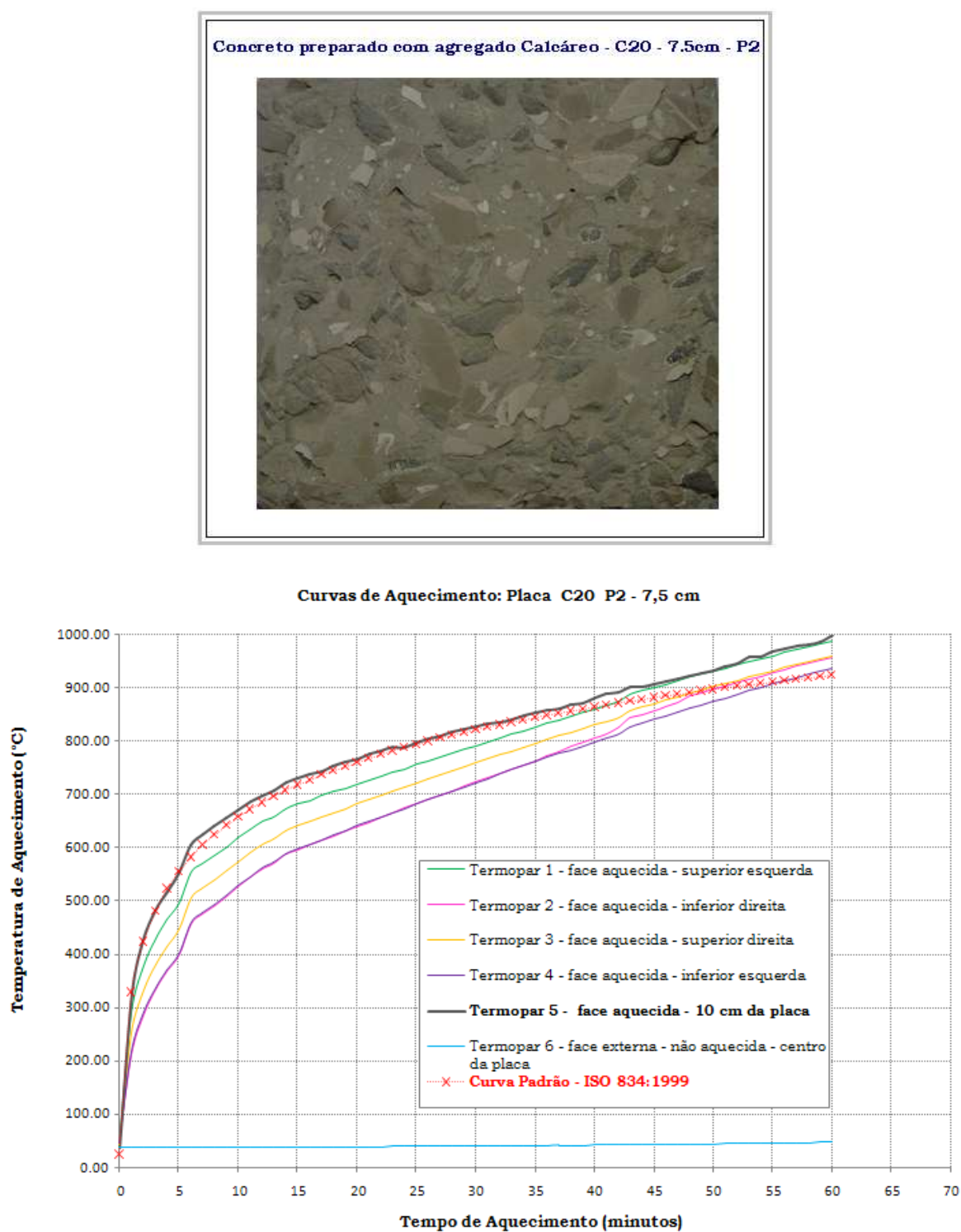


Figura A.61 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P2-5.0cm.

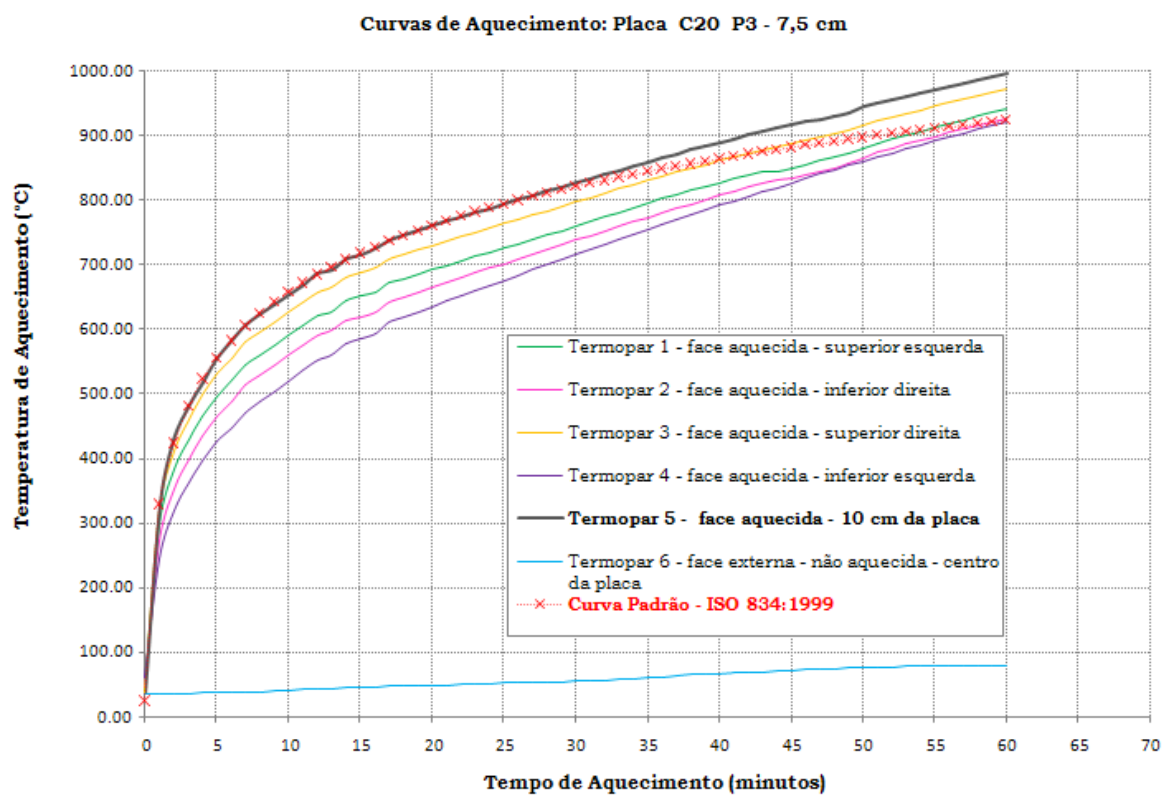


Figura A.62 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo - C20 - P3-5.0cm.

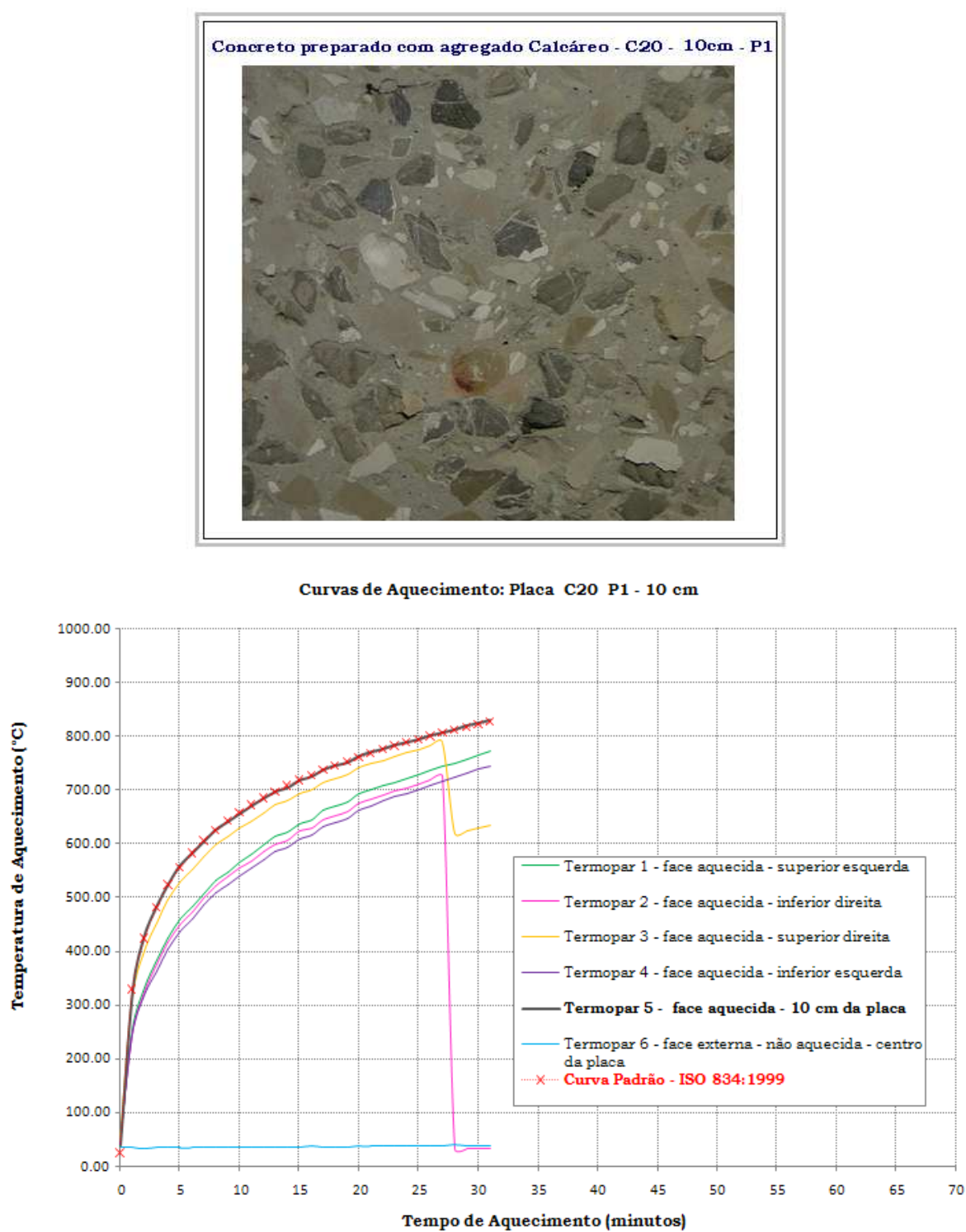


Figura A.63 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P1-10cm.

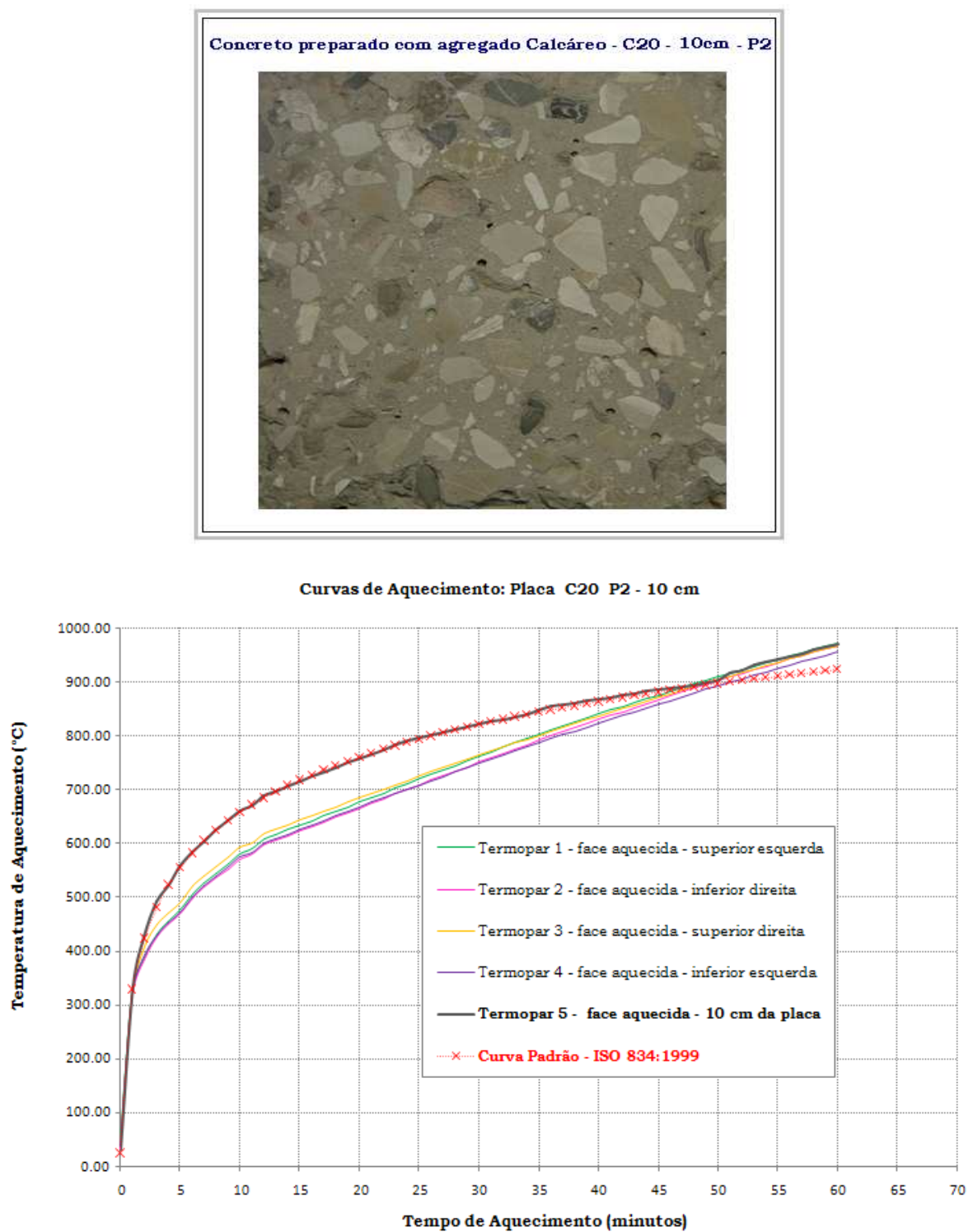


Figura A.64 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P2-10cm.

A imagem da face da placa aquecida referente as curvas abaixo apresentadas não pode ser inserida por erro de gravação.

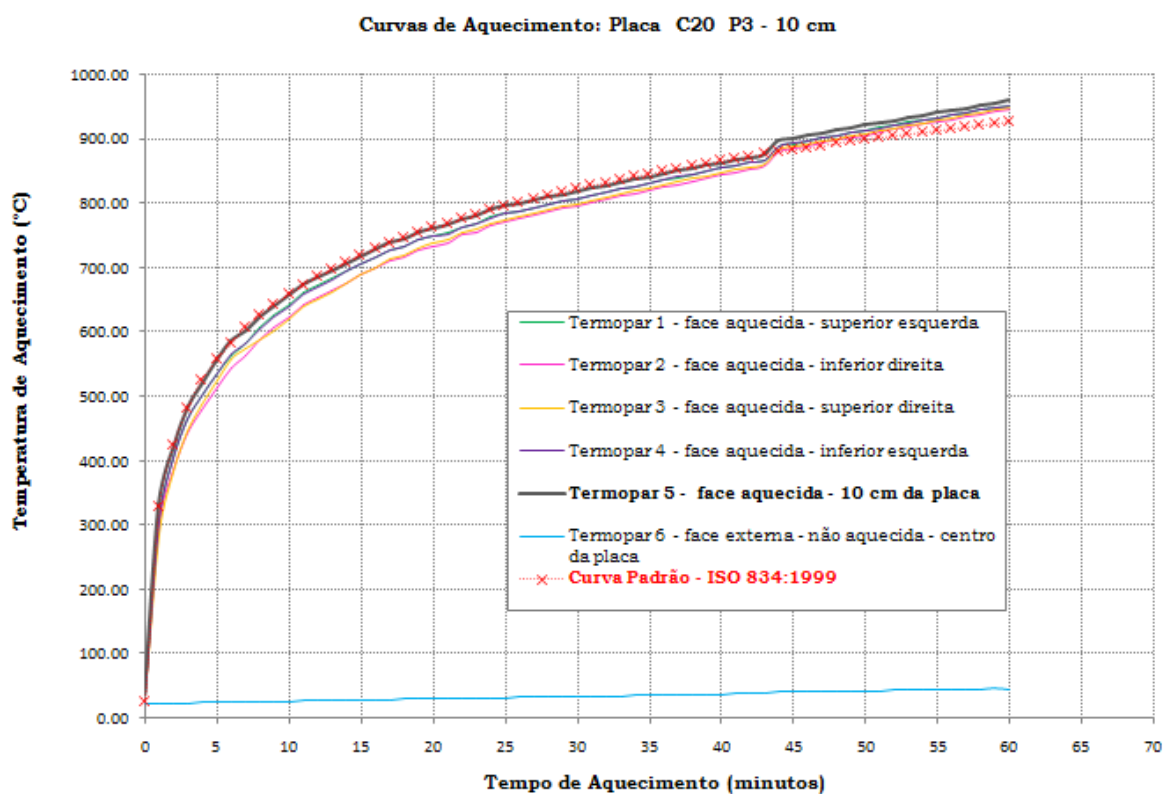


Figura A.65 - Curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C20 – P3-10cm.

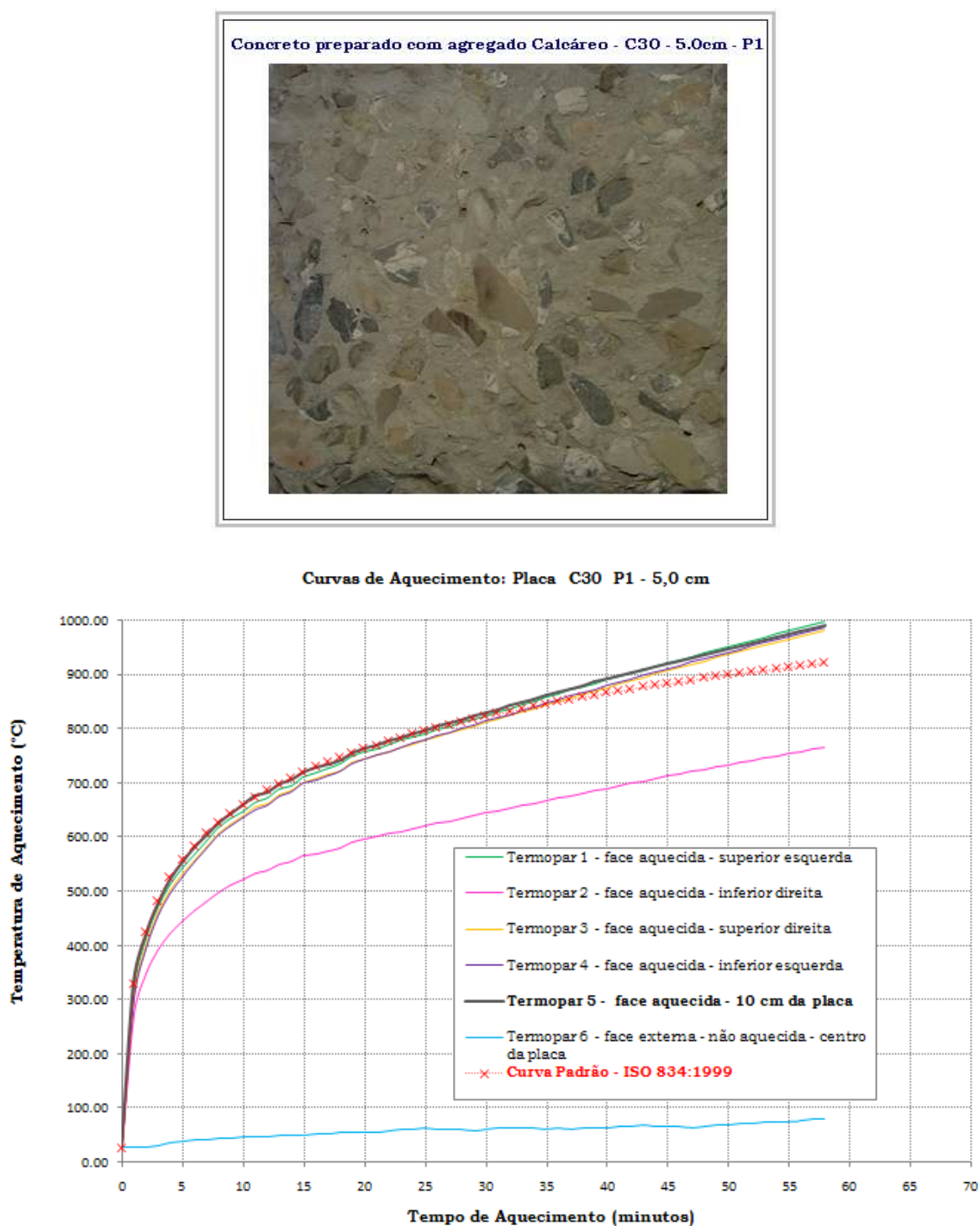


Figura A.66 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P1-5.0cm.

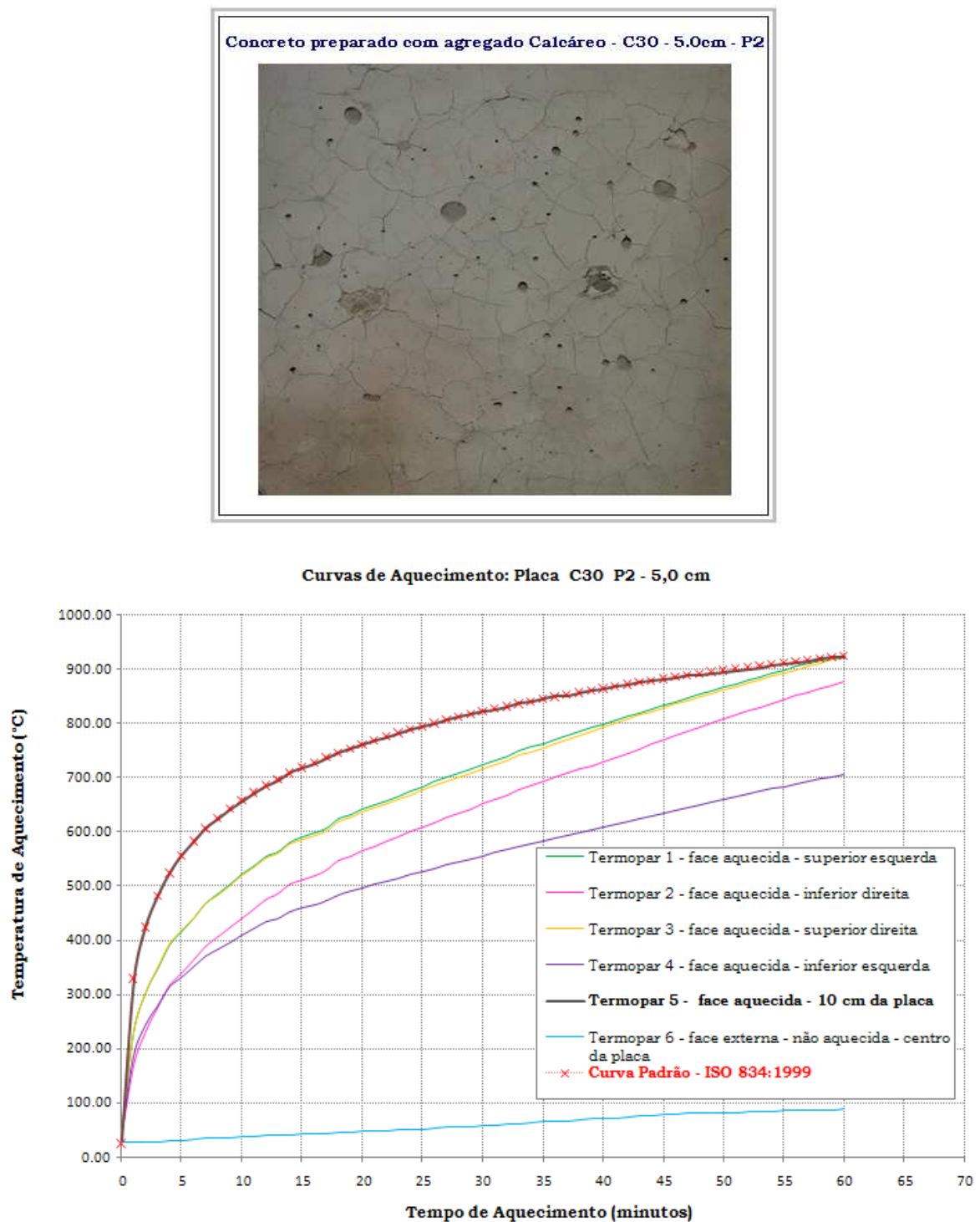


Figura A.67 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P2-5.0cm.

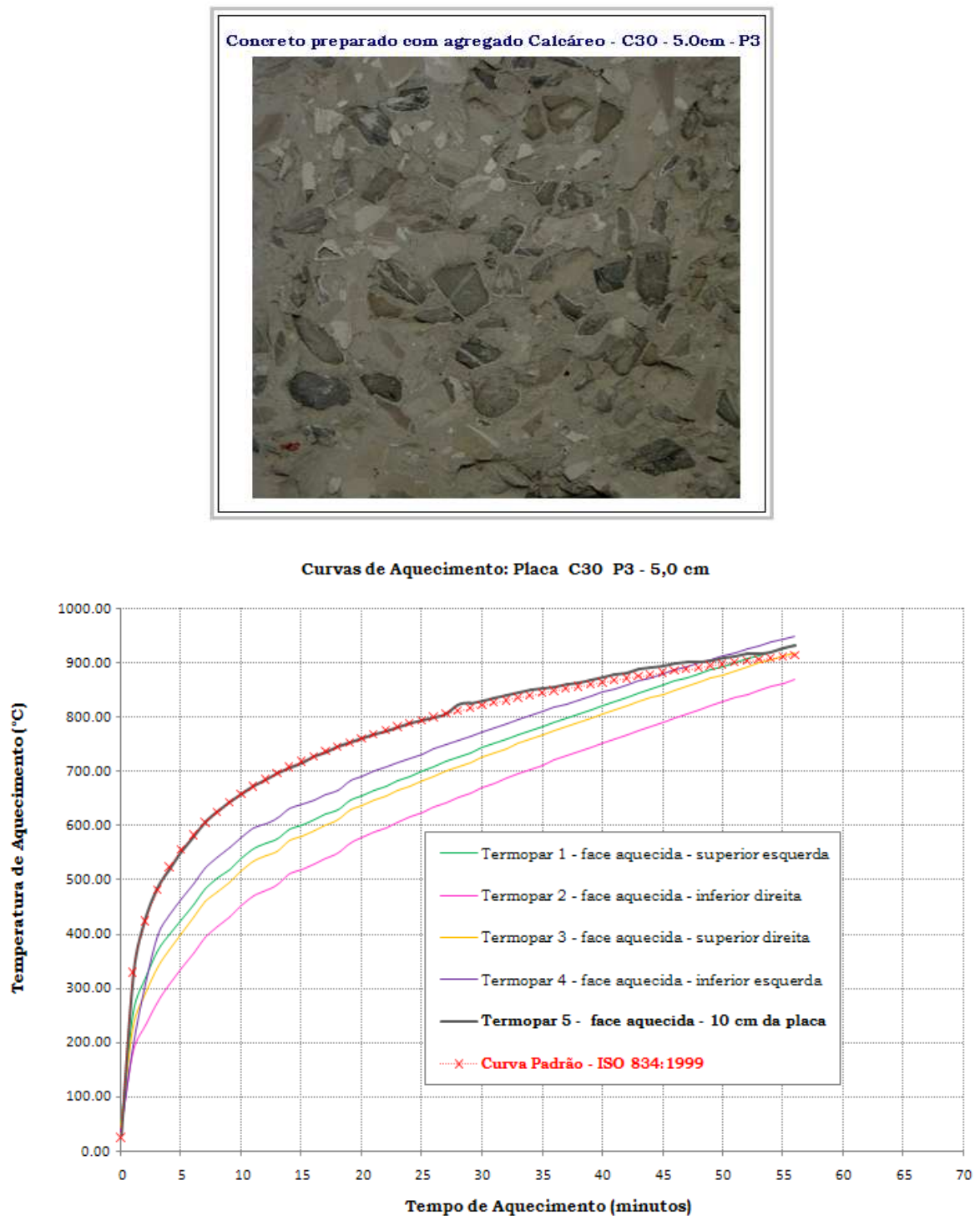


Figura A.68 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P3-5.0cm.

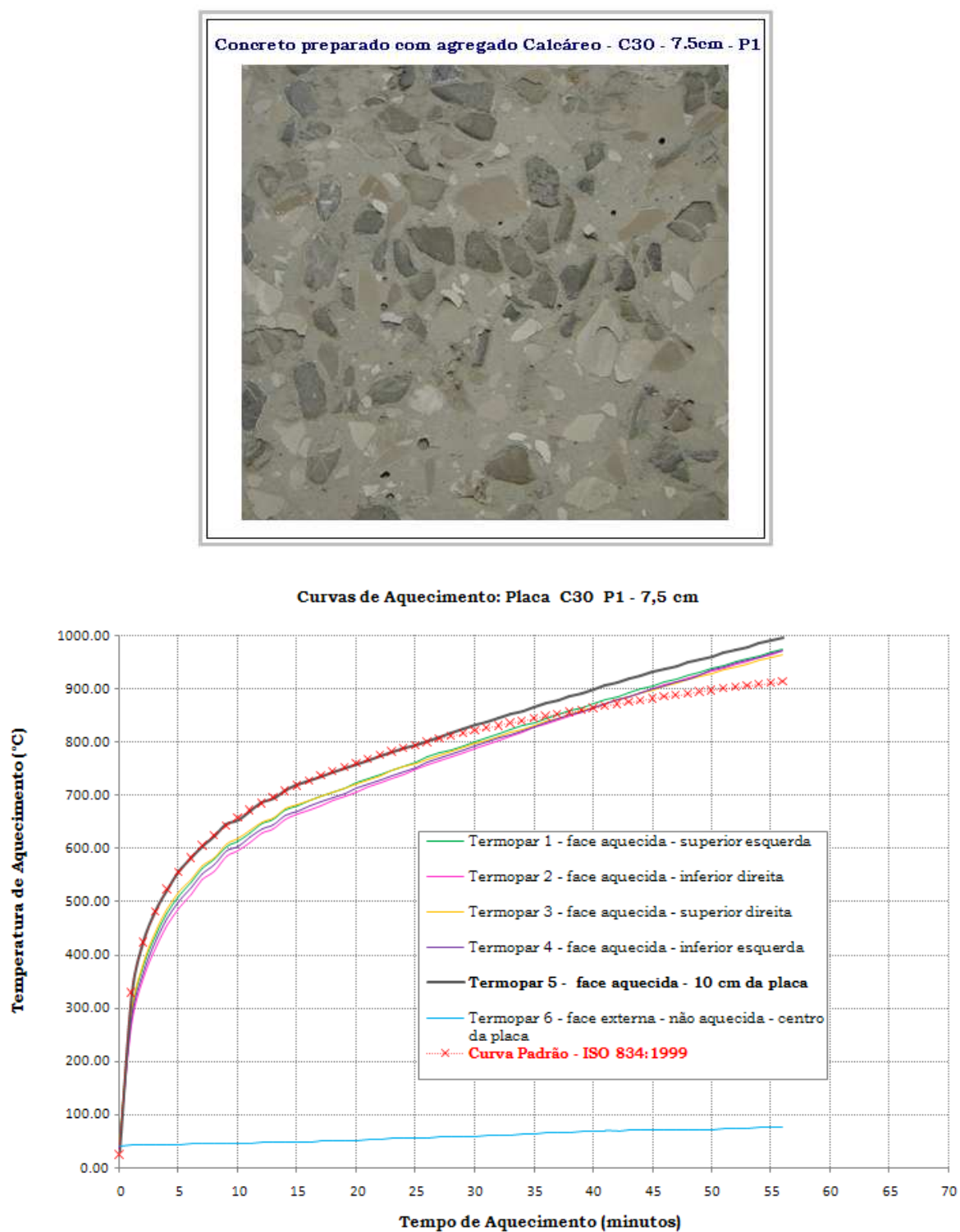


Figura A.69 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P1-7.5cm.

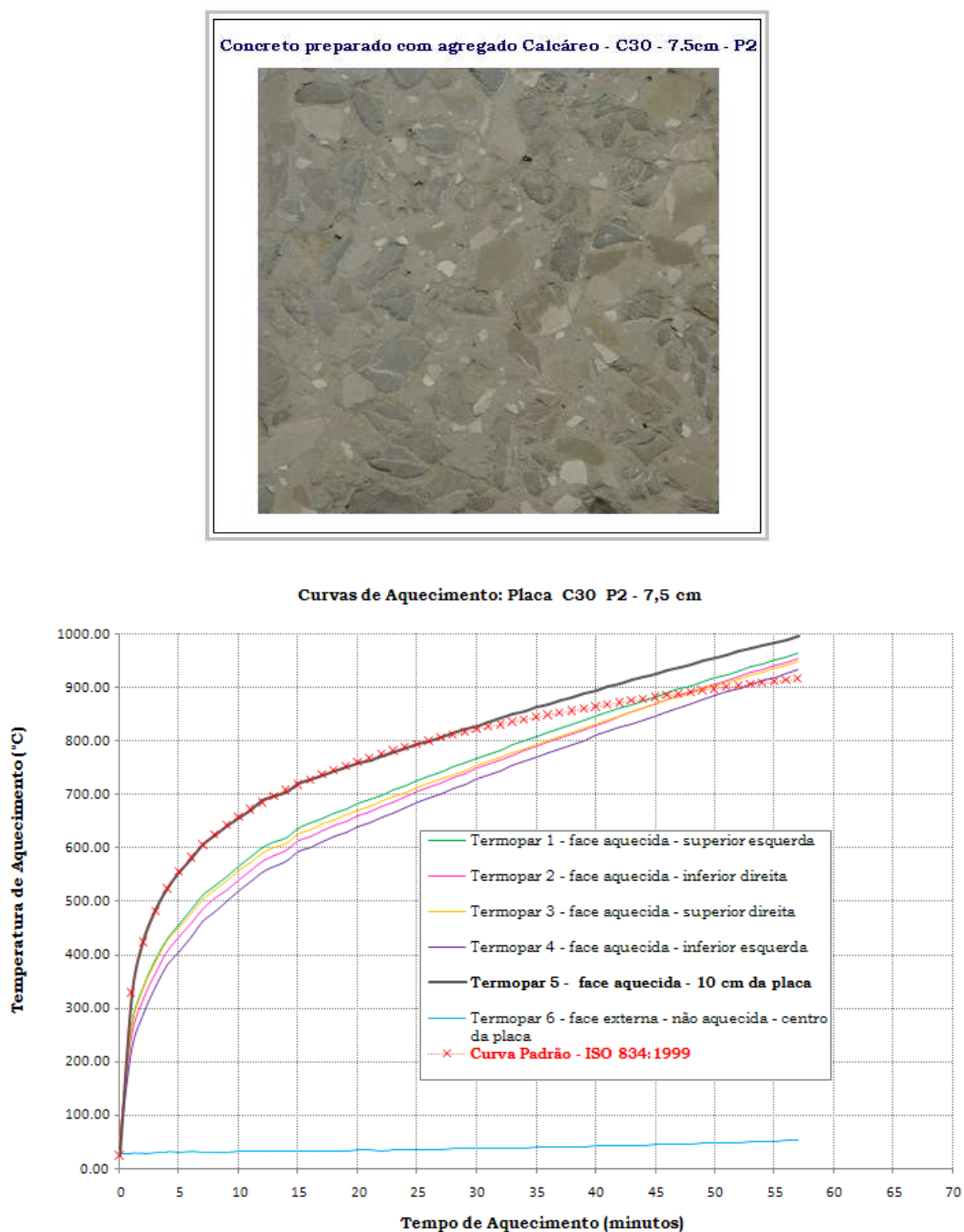


Figura A.70 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P2-7.5cm.



Curvas de Aquecimento: Placa C30 P3 - 7,5 cm

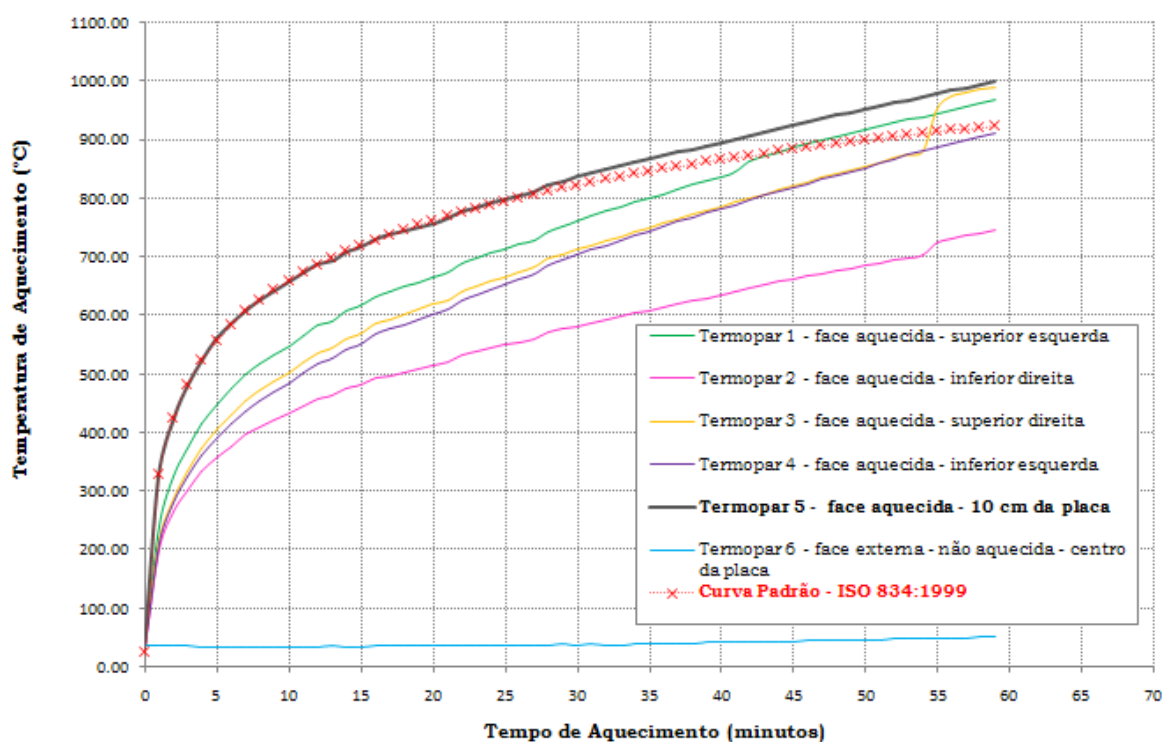


Figura A.71 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P3-7.5cm.

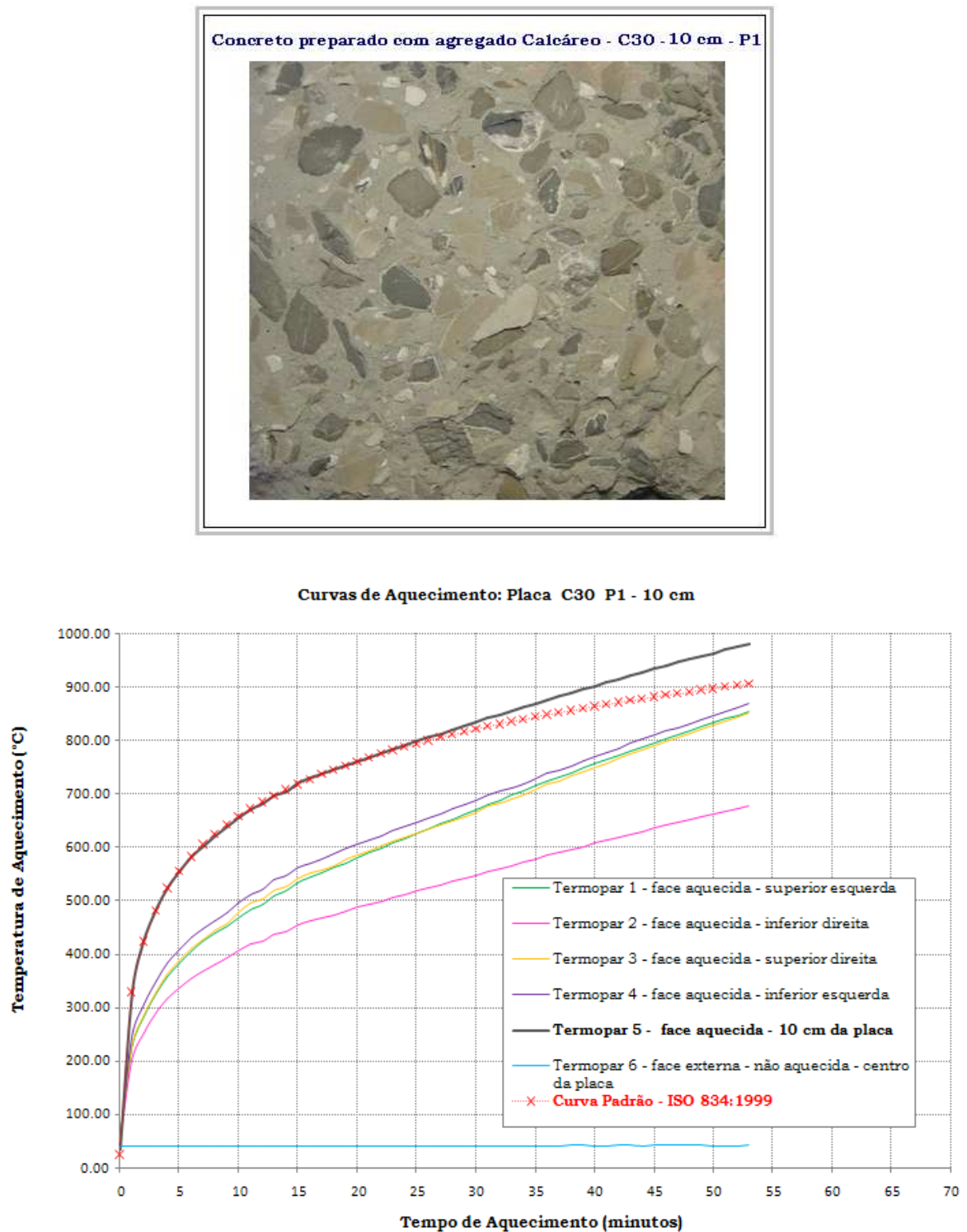


Figura A.72 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P1-10cm.

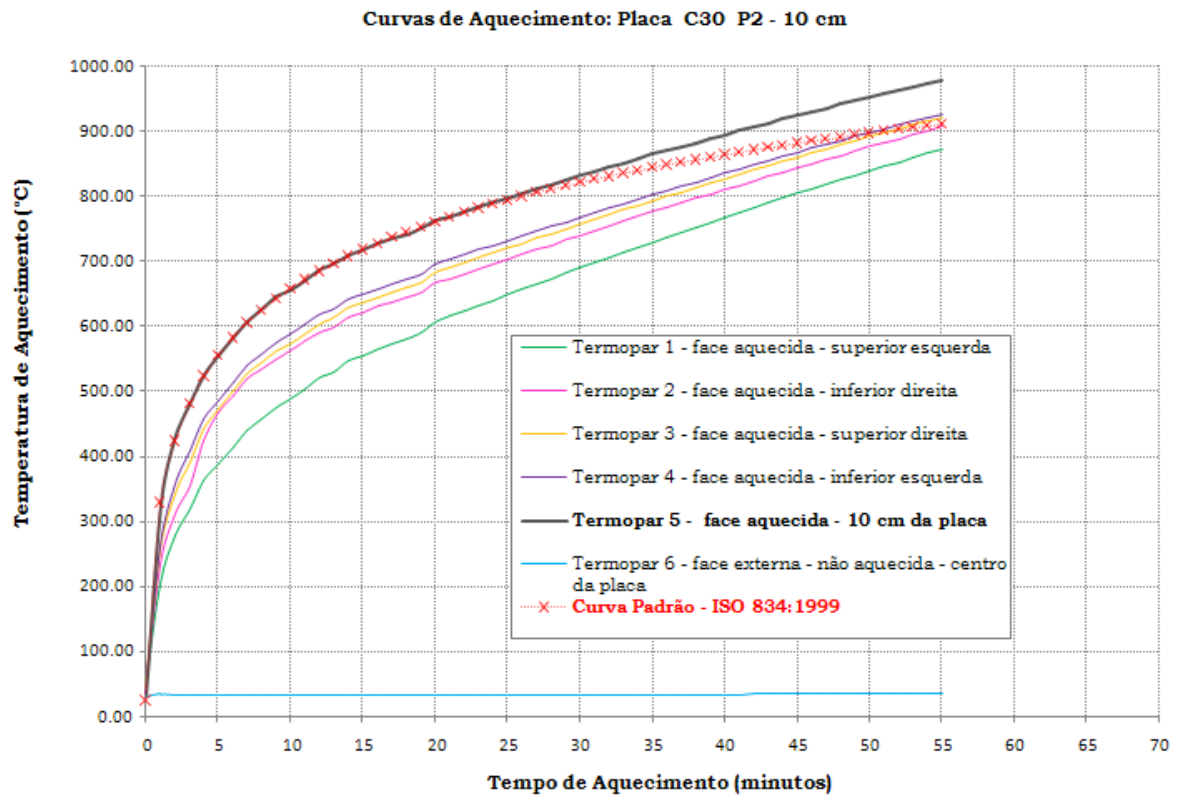


Figura A.73 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P2-10cm.

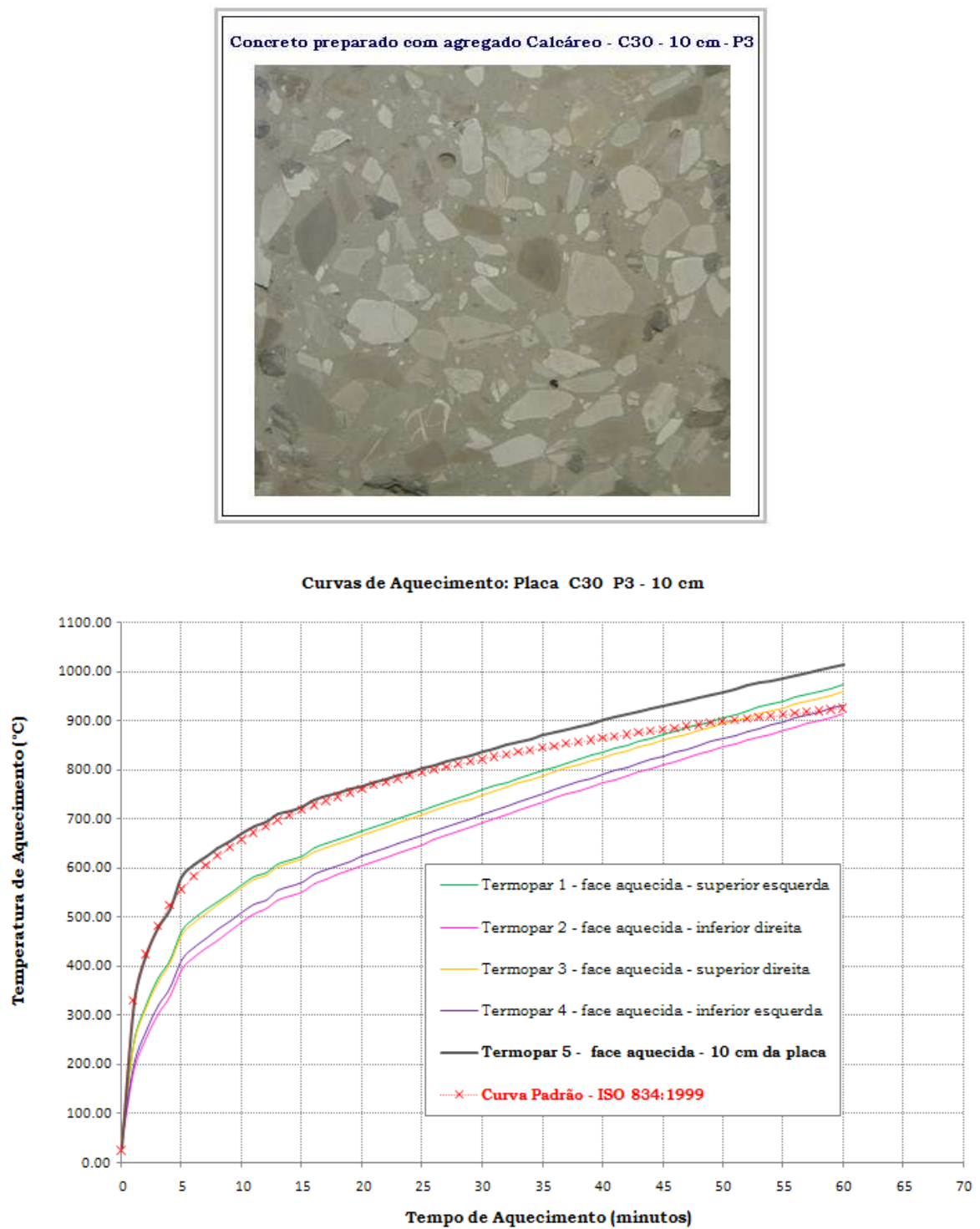


Figura A.74 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C30 – P3-10cm.



Curvas de Aquecimento: Placa C40 P1 - 5,0 cm

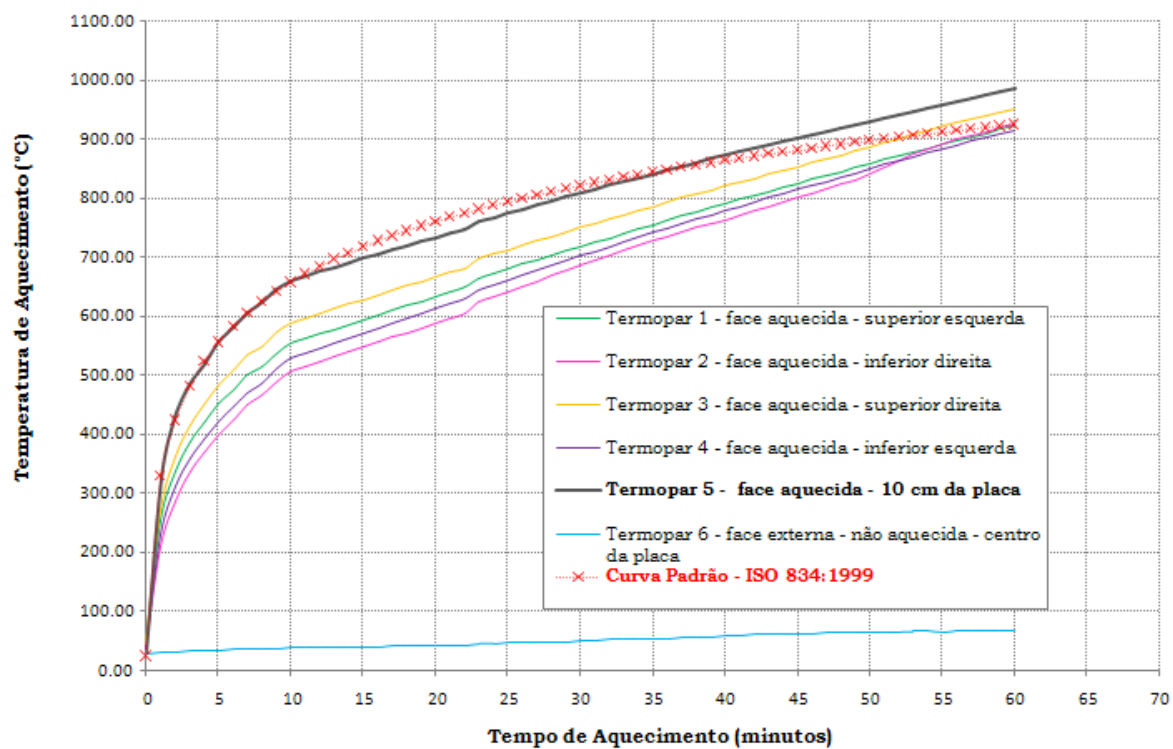


Figura A.75 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo - C40 - P1-5.0cm.

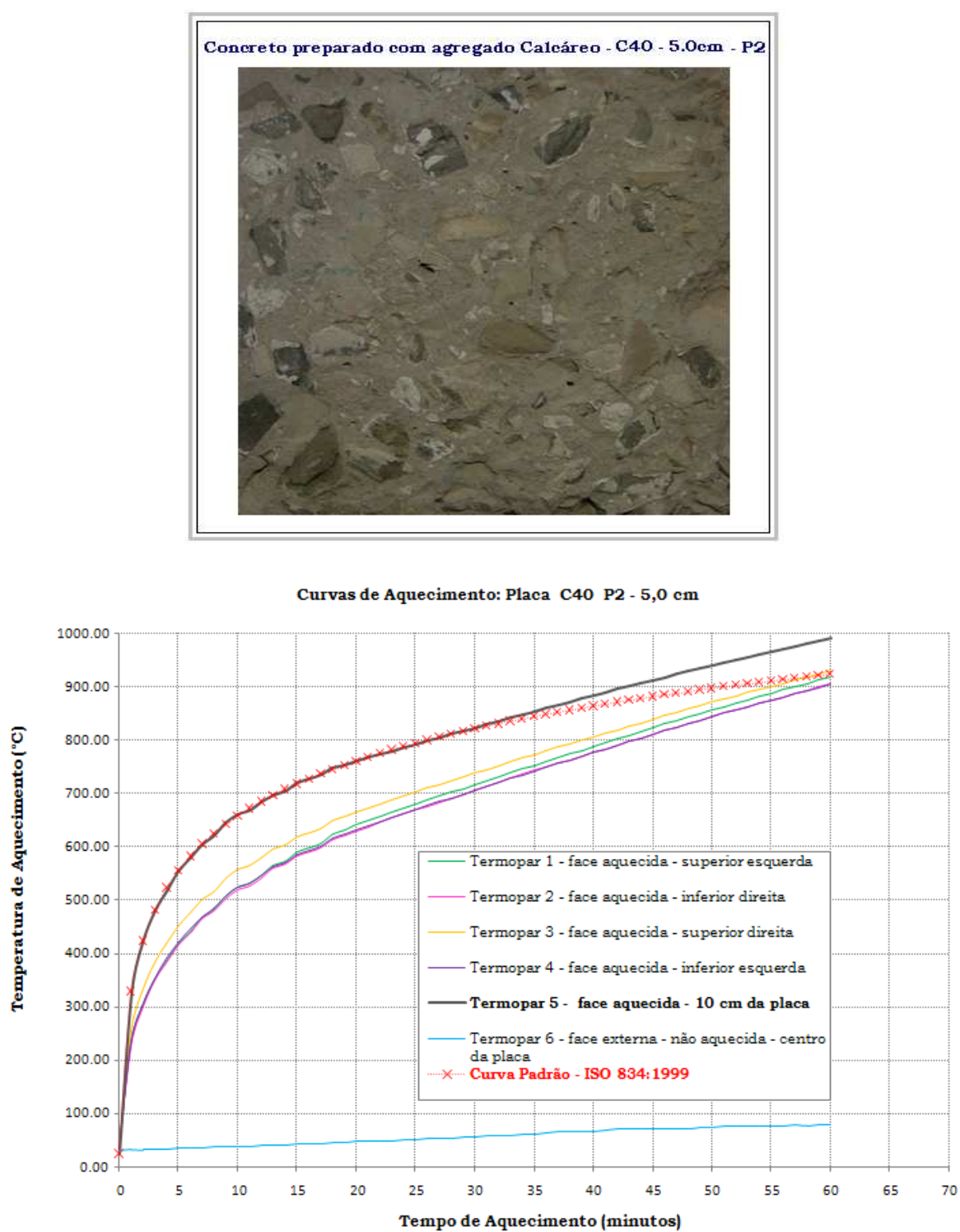


Figura A.76 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P2-5.0cm.

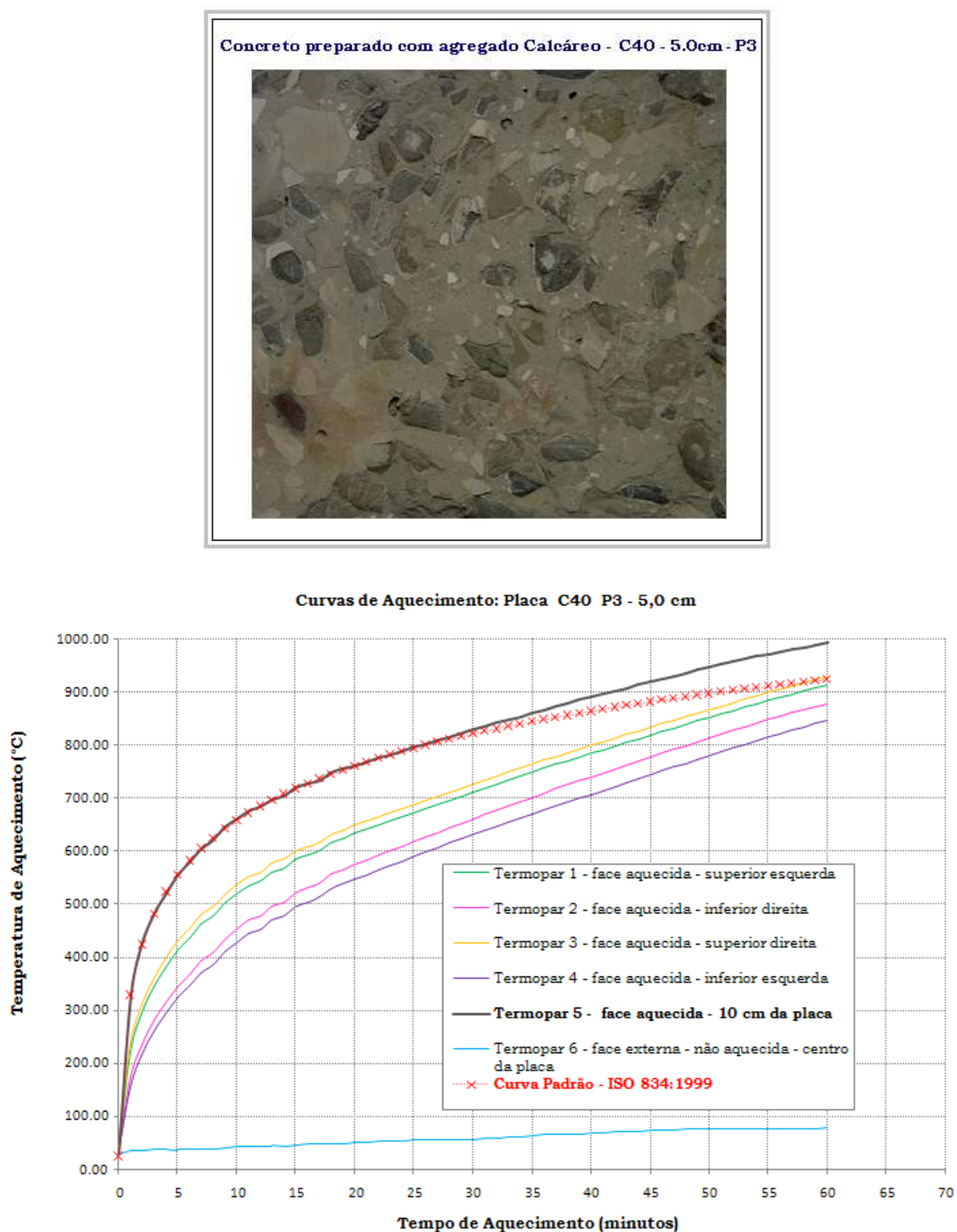


Figura A.77 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo - C40 - P3-5.0cm.

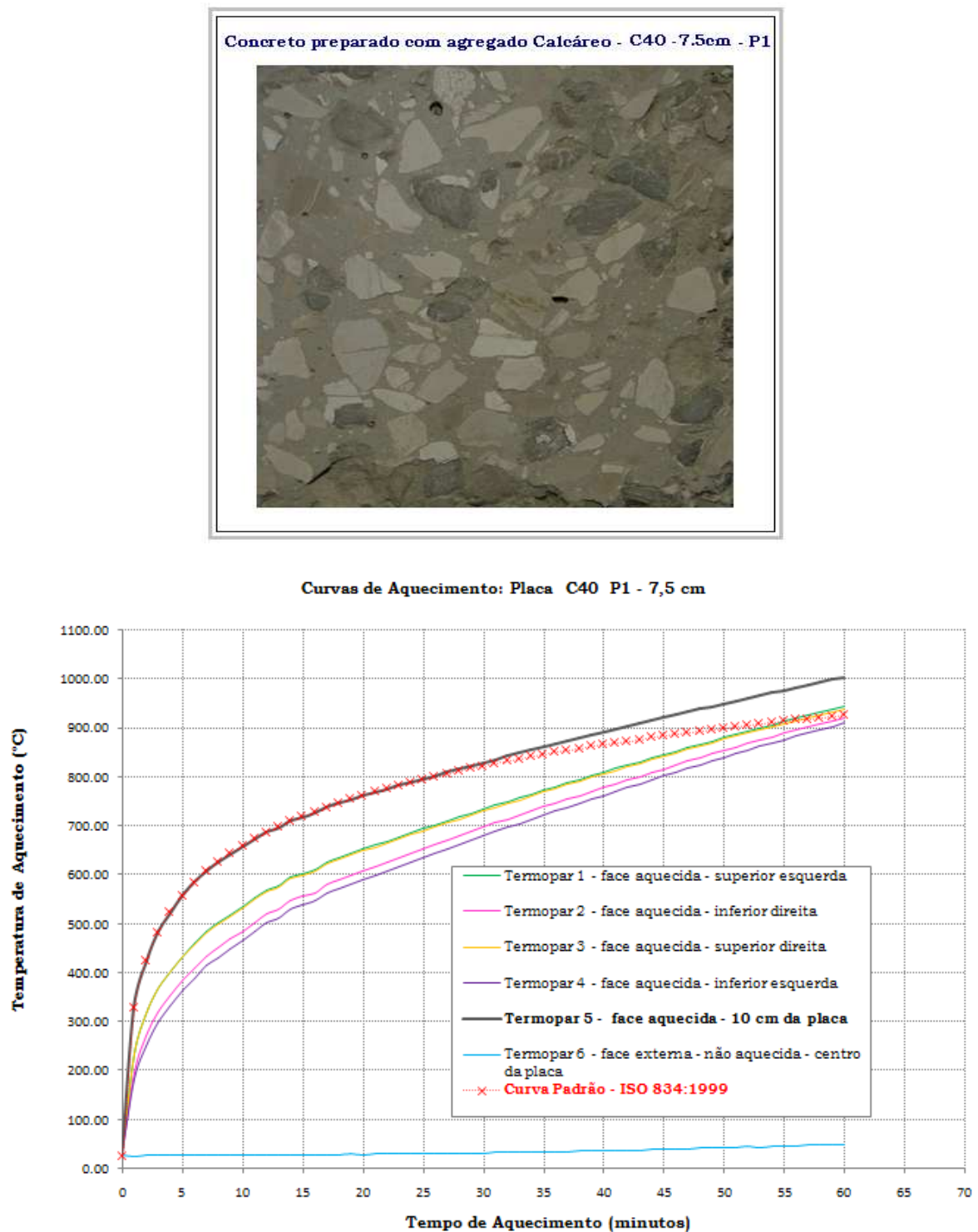


Figura A.78 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P1-7.5cm.



Curvas de Aquecimento: Placa C40 P2 - 7,5 cm

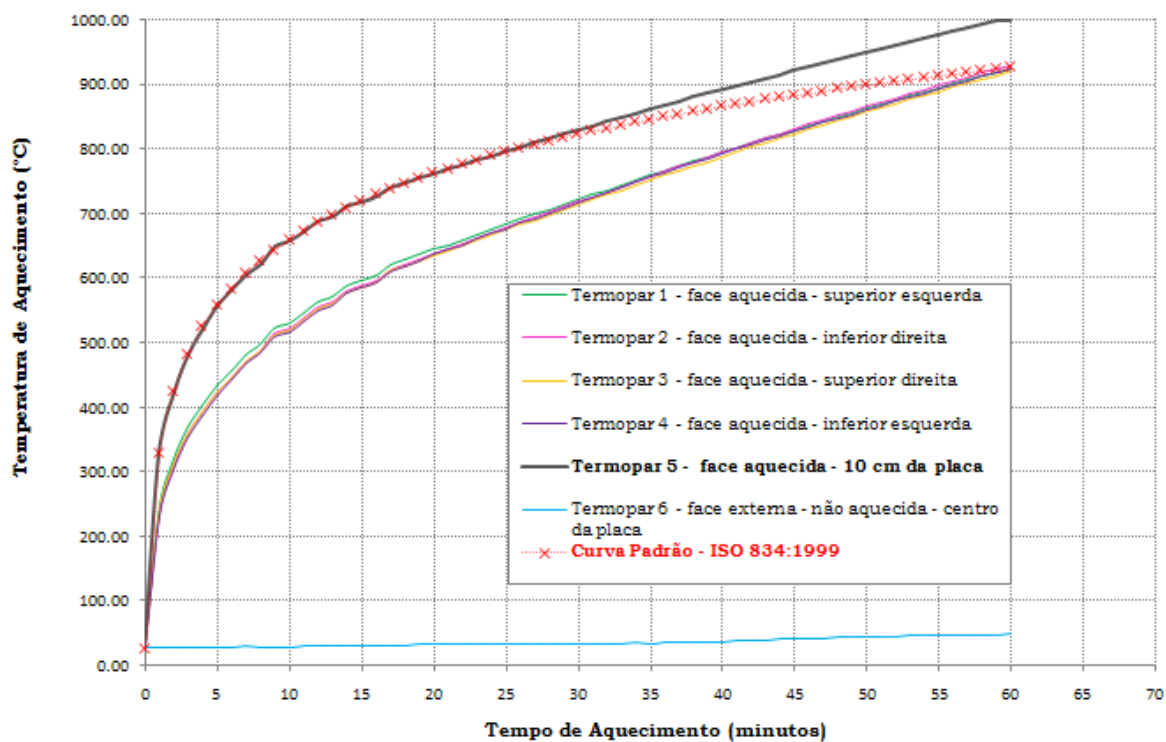


Figura A.79 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo - C40 - P2-7.5cm.

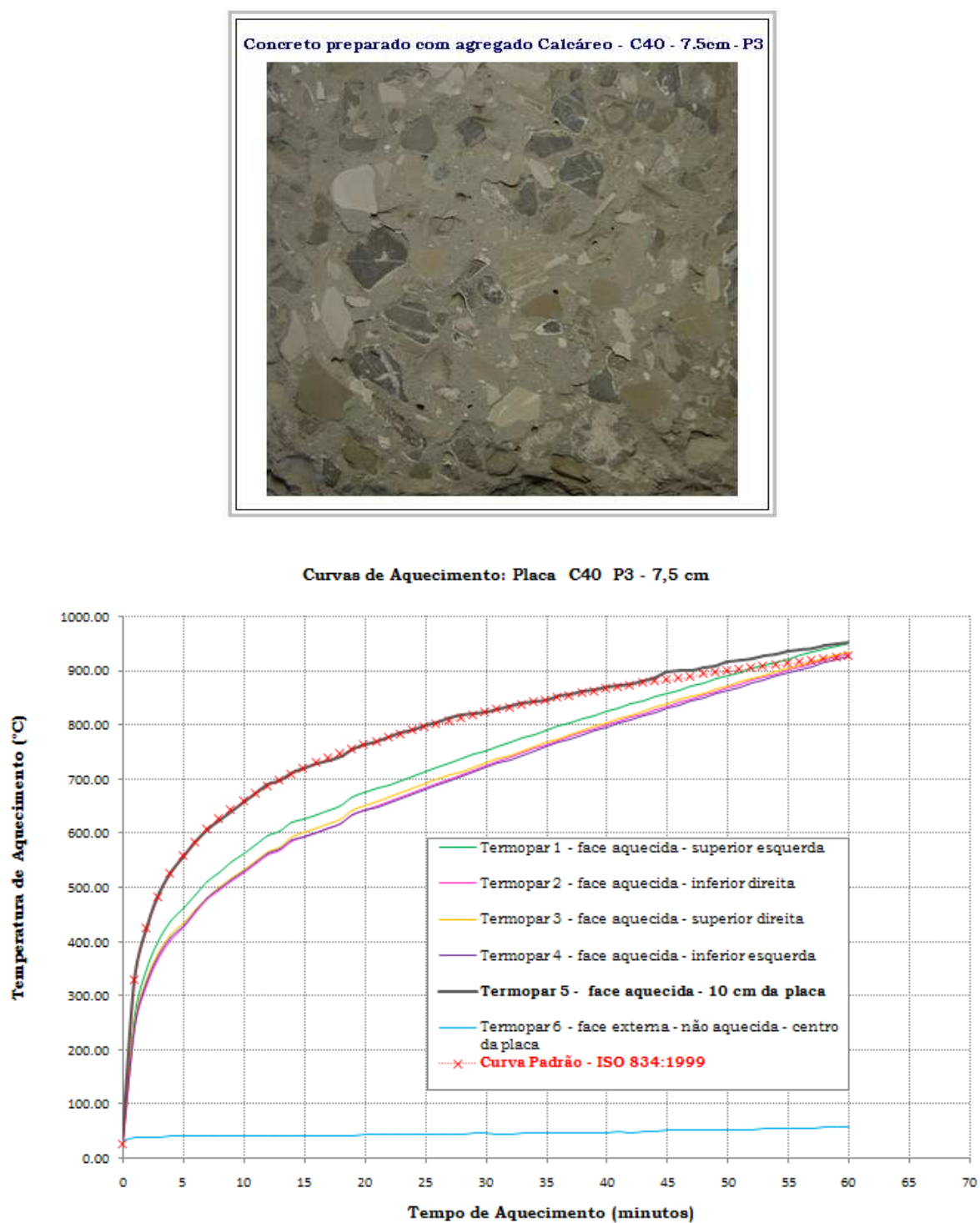


Figura A.80 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P3-7.5cm.

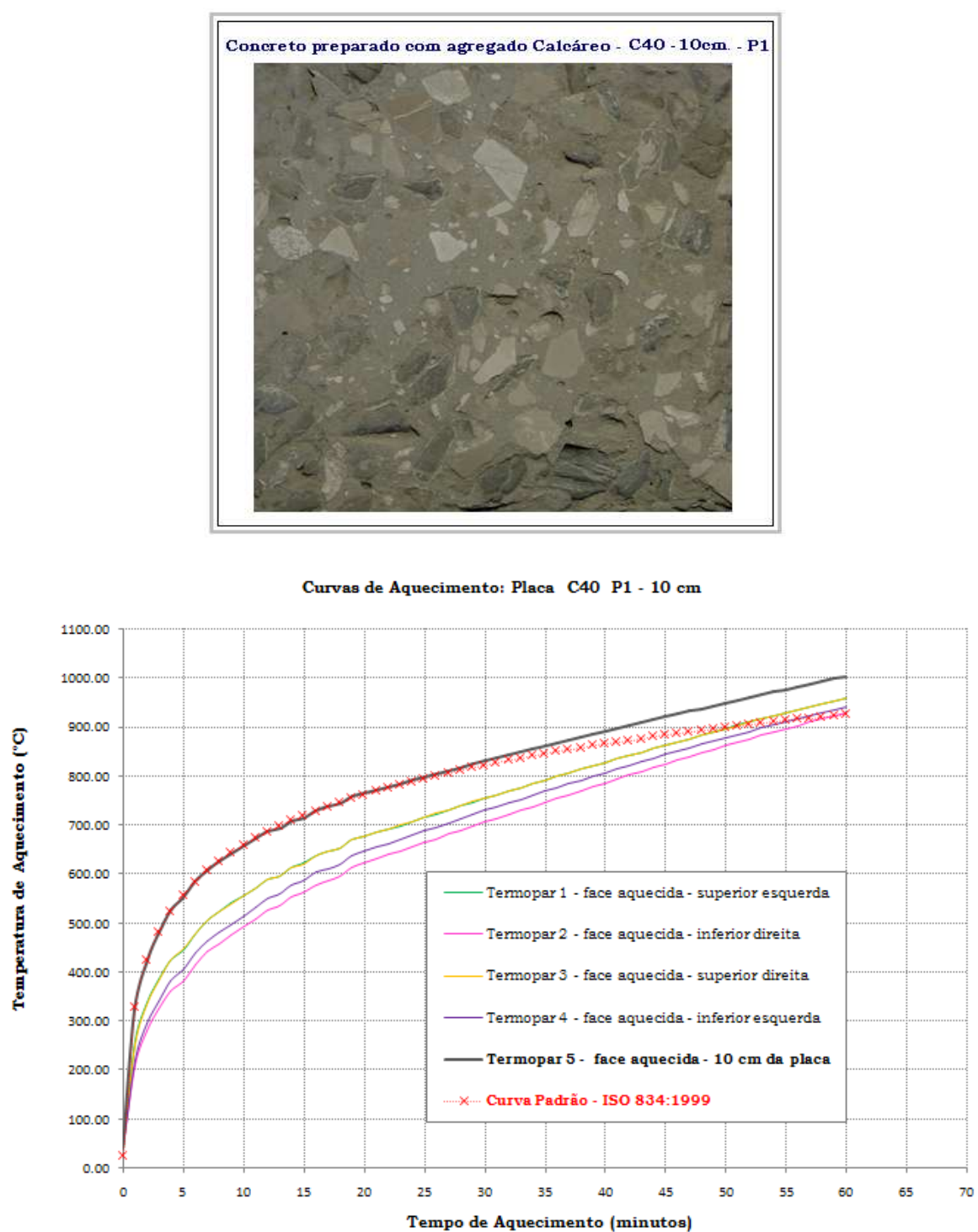


Figura A.81 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P1-10cm.

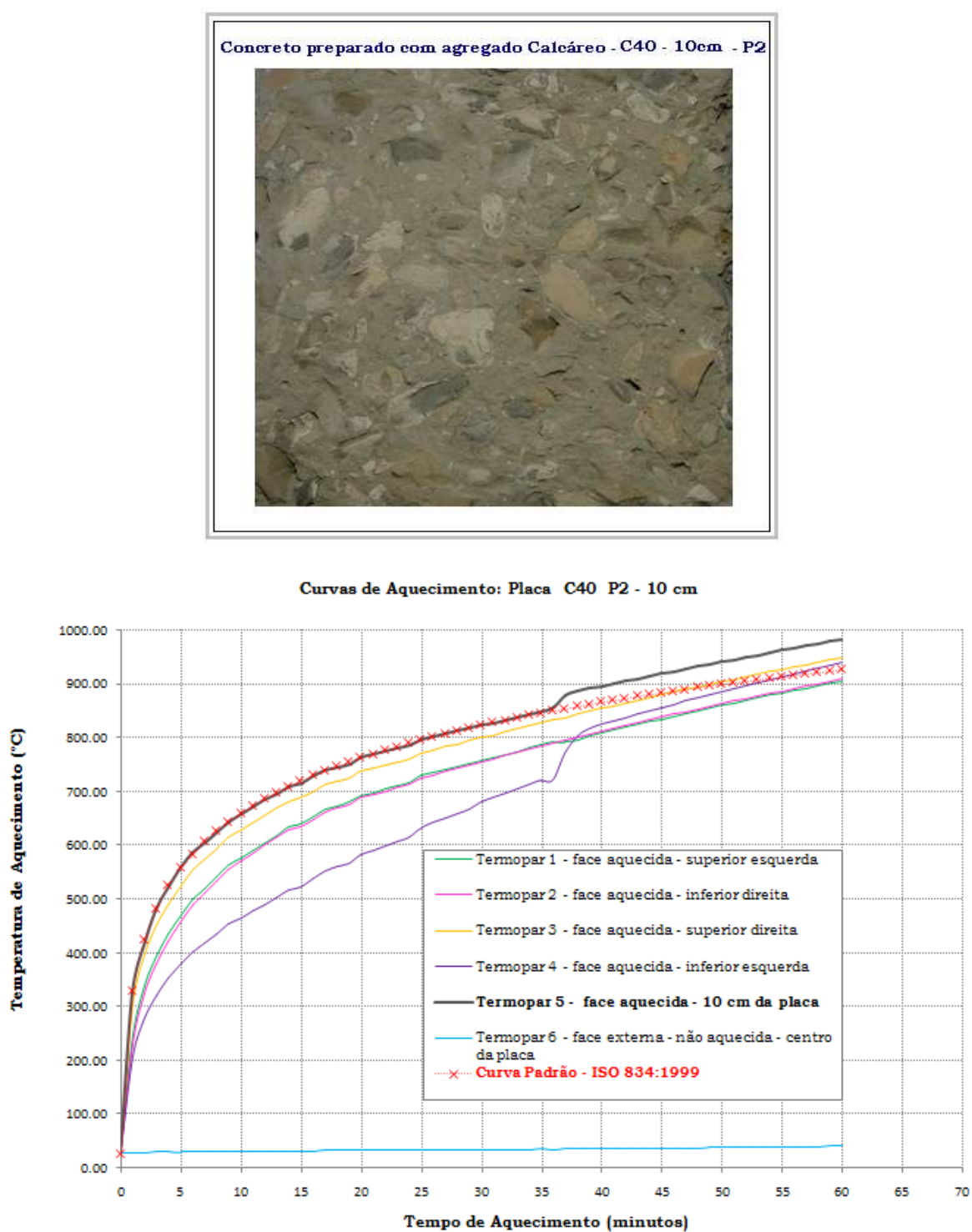


Figura A.82 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P2-10cm.

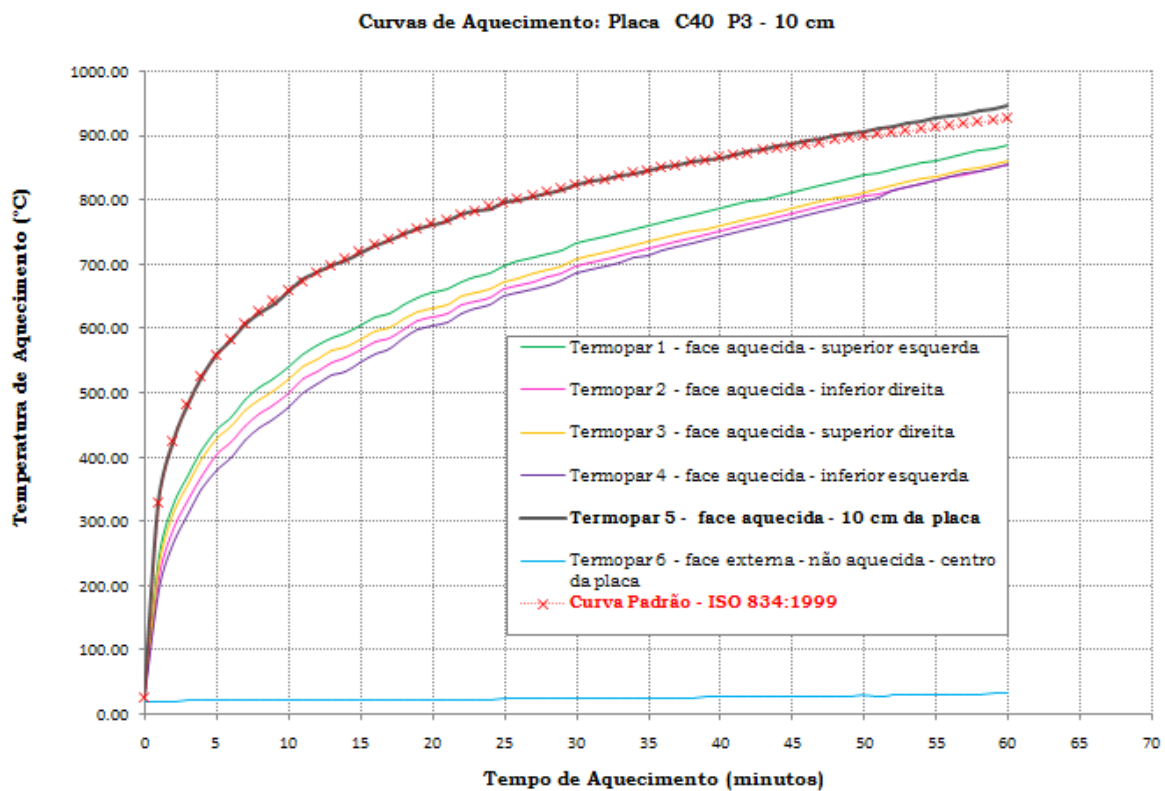


Figura A.83 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C40 – P3-10cm.

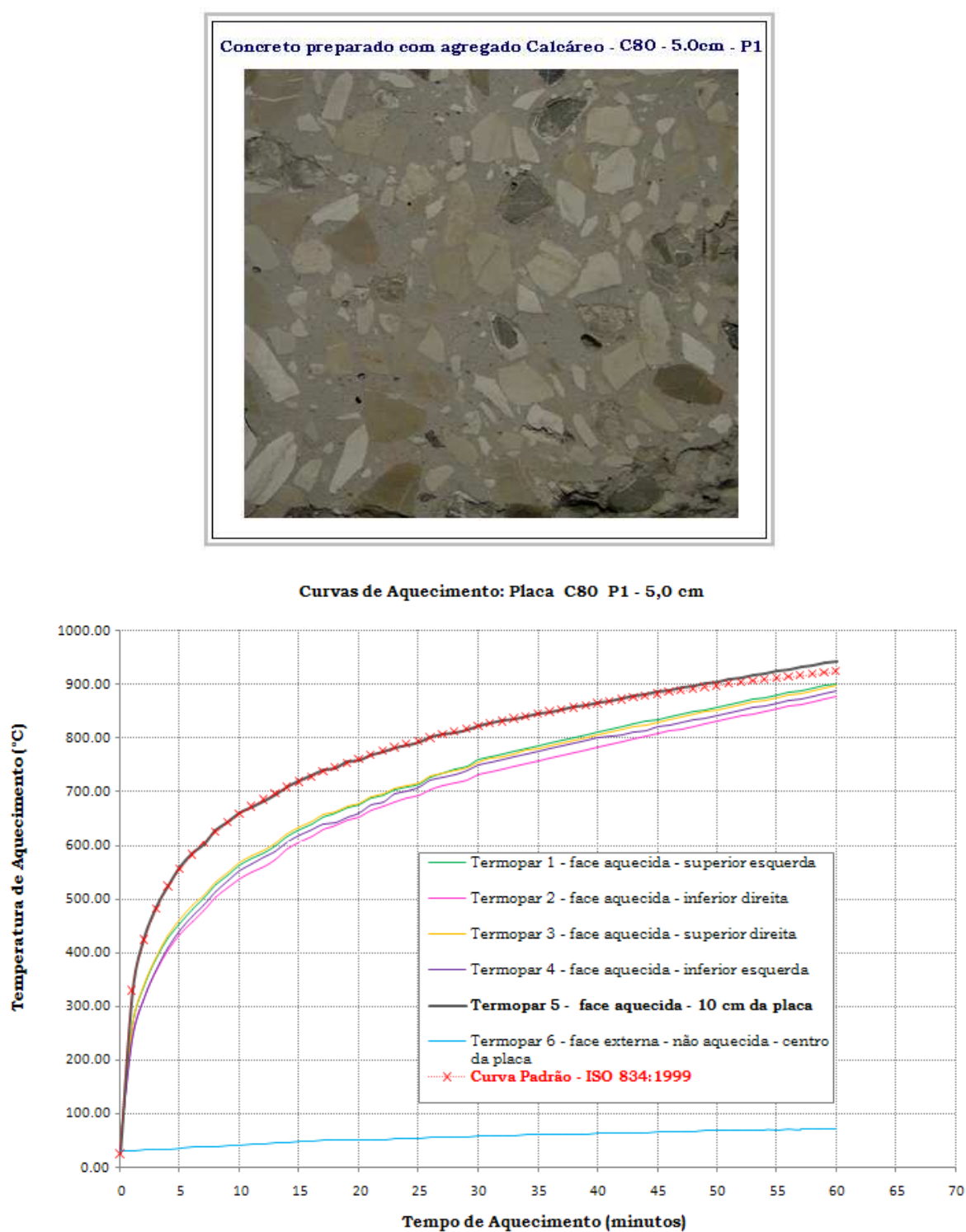


Figura A.84 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P1-5.0cm.

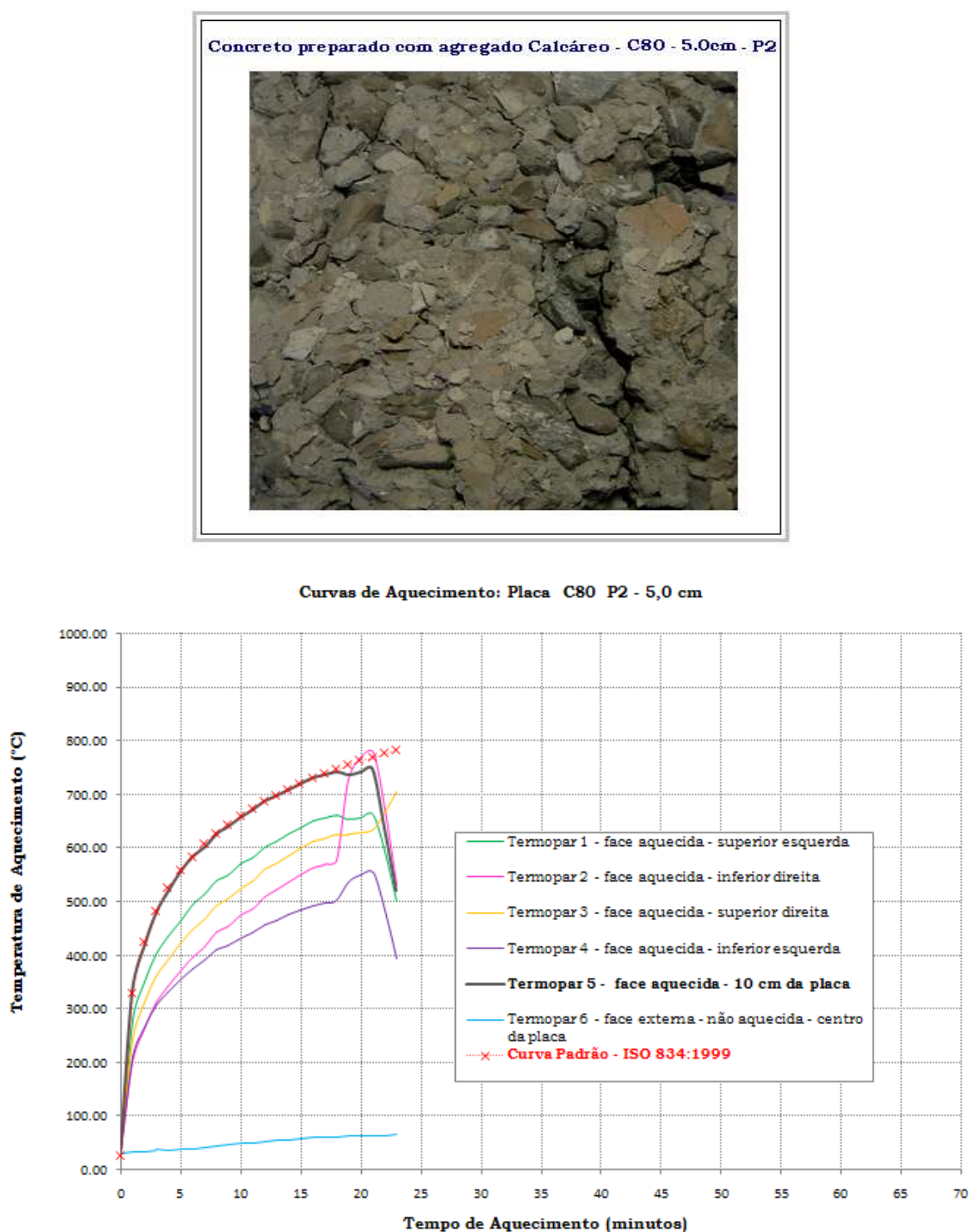


Figura A.85 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P1-5.0cm.

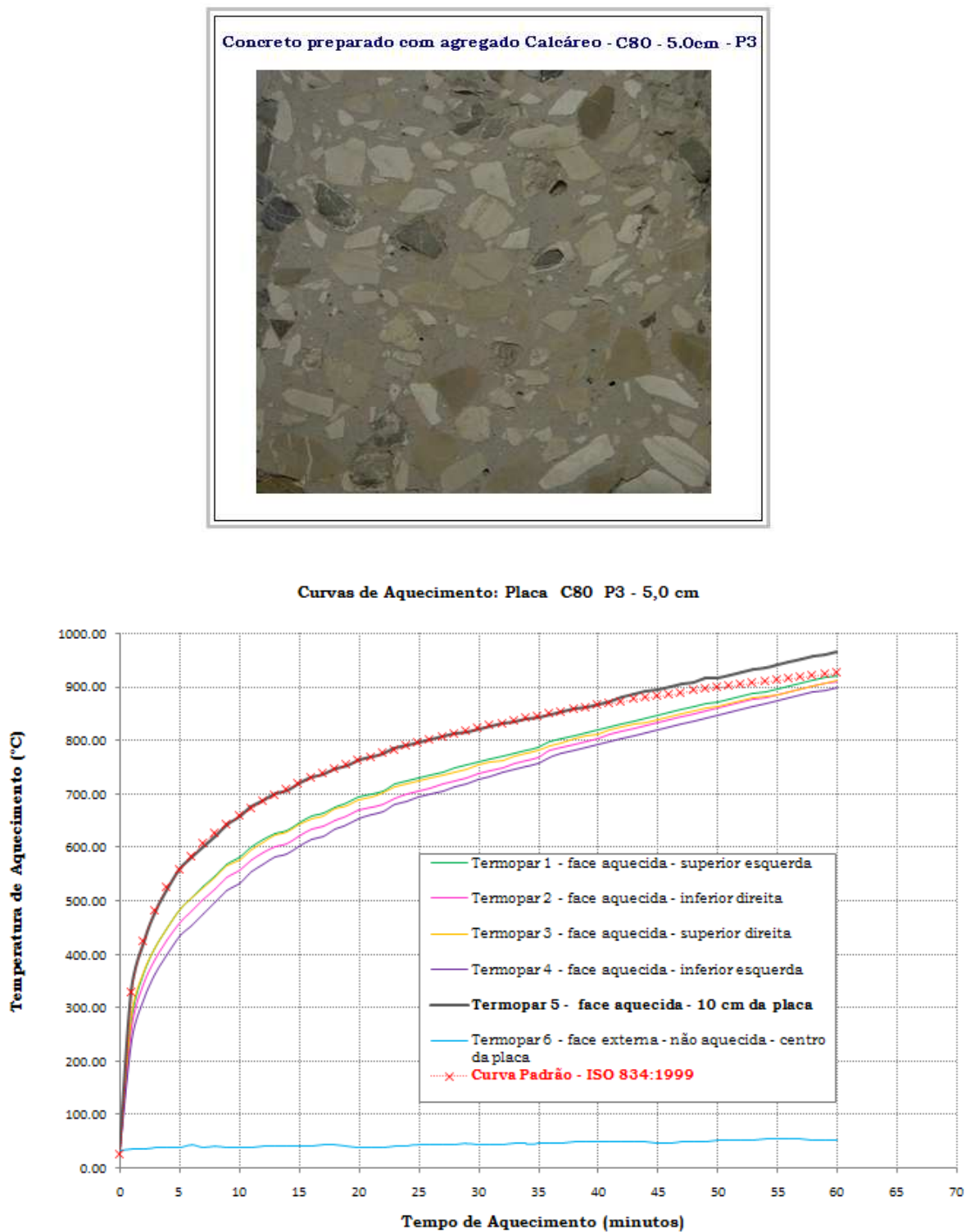


Figura A.86 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P3-5.0cm.

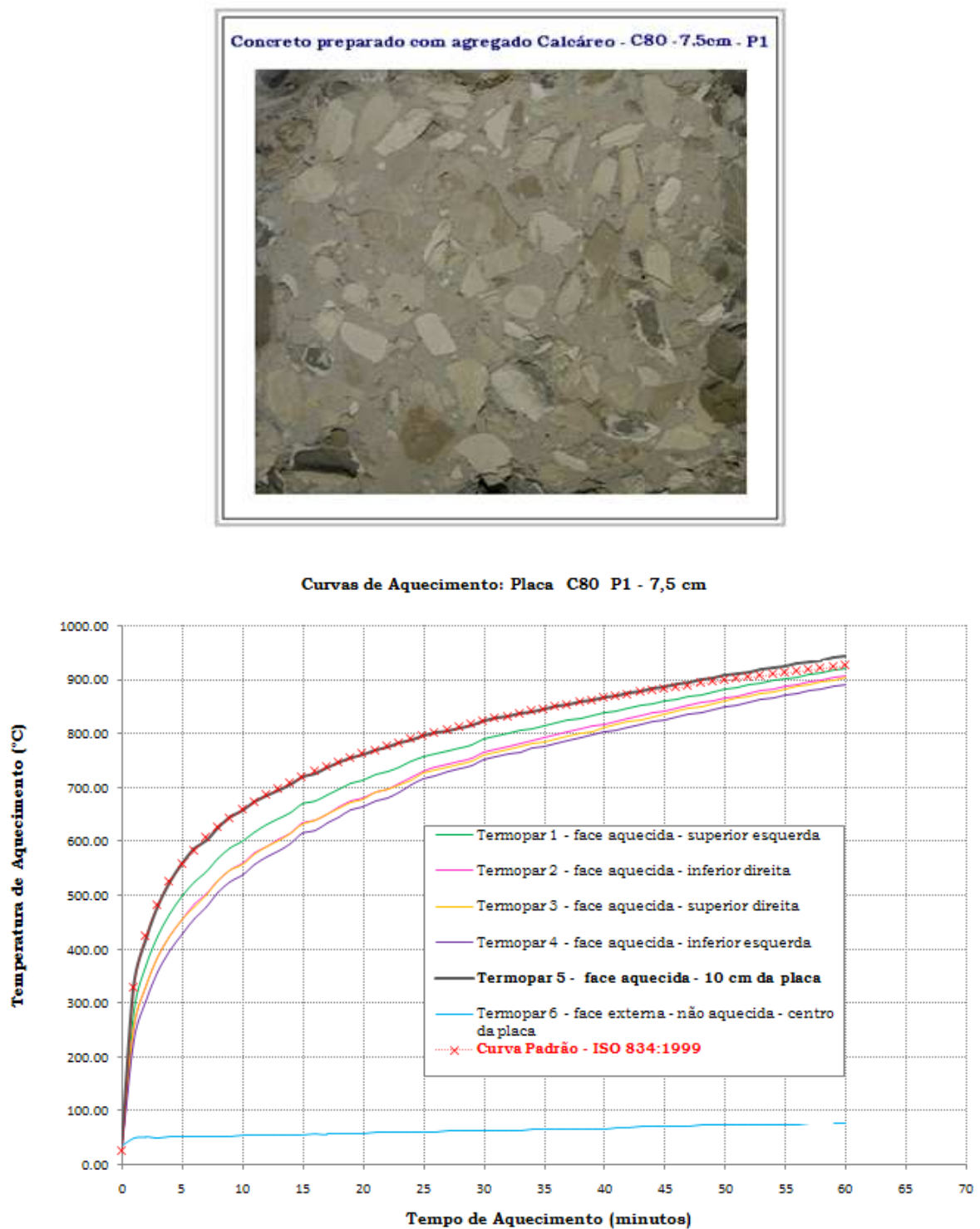


Figura A.87 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P1-7.5cm.

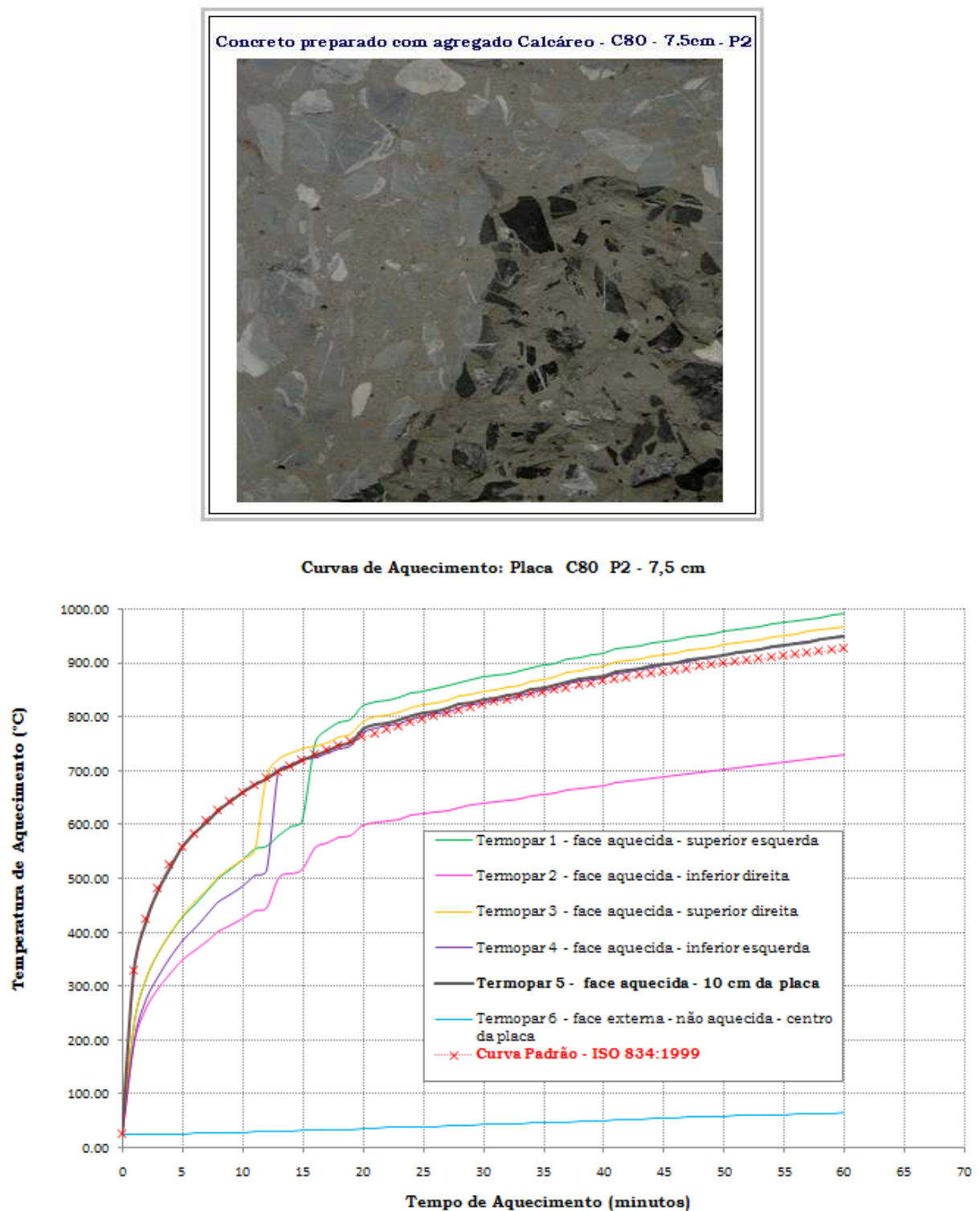


Figura A. 88 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P2-7.5cm.

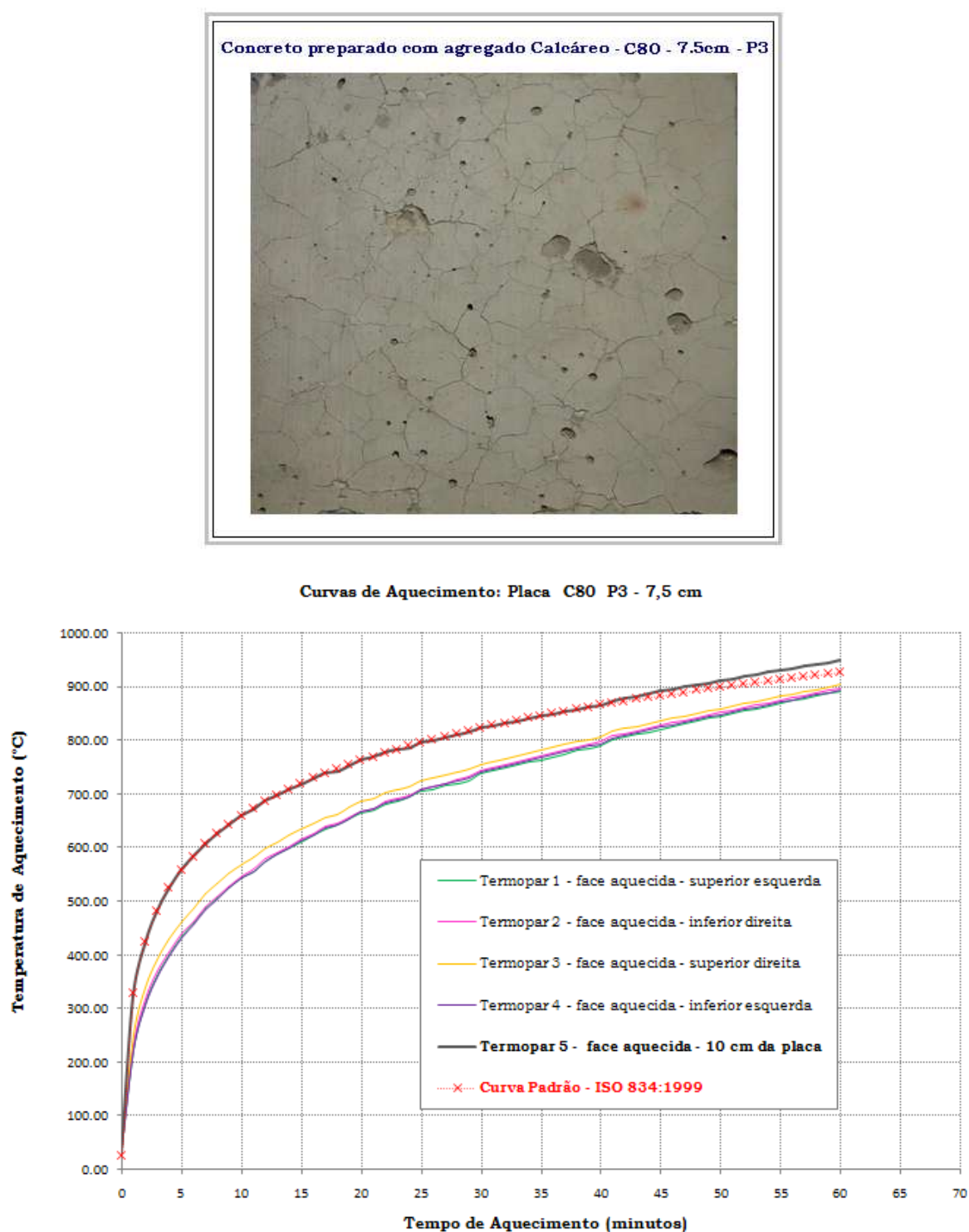


Figura A.89 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P3-7.5cm.

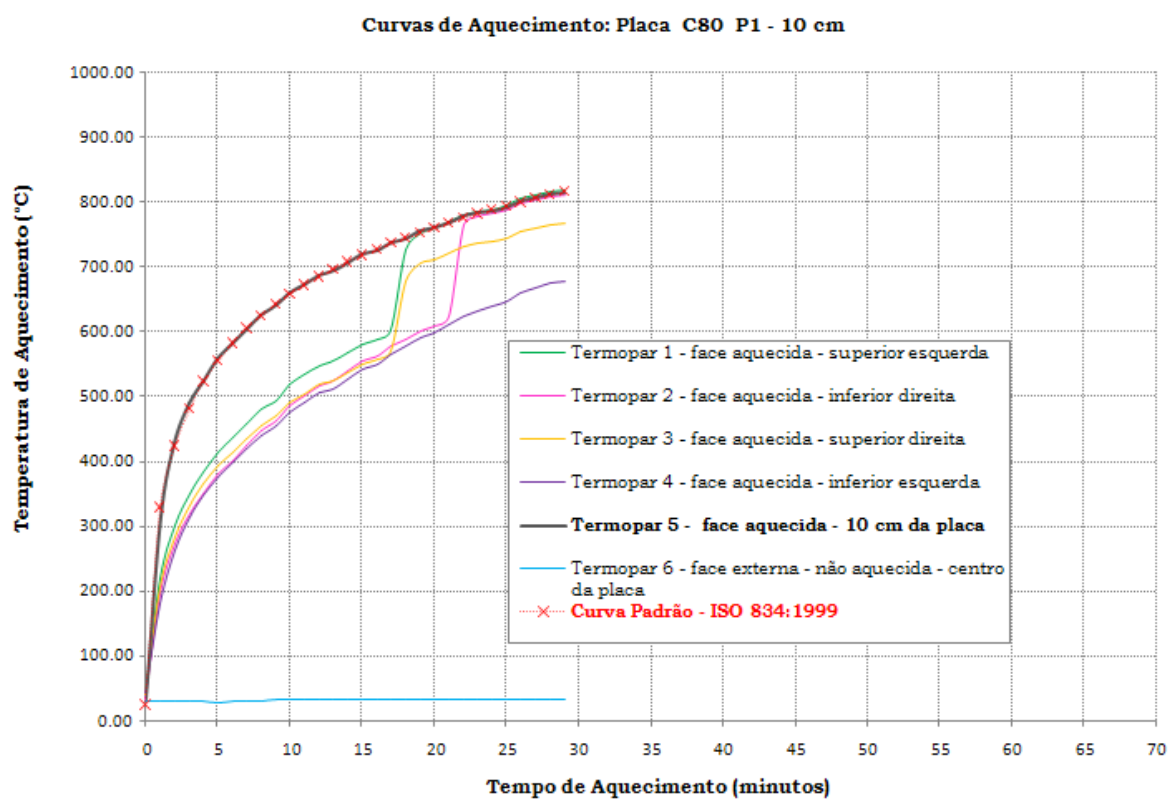


Figura A.90 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P1-10cm.

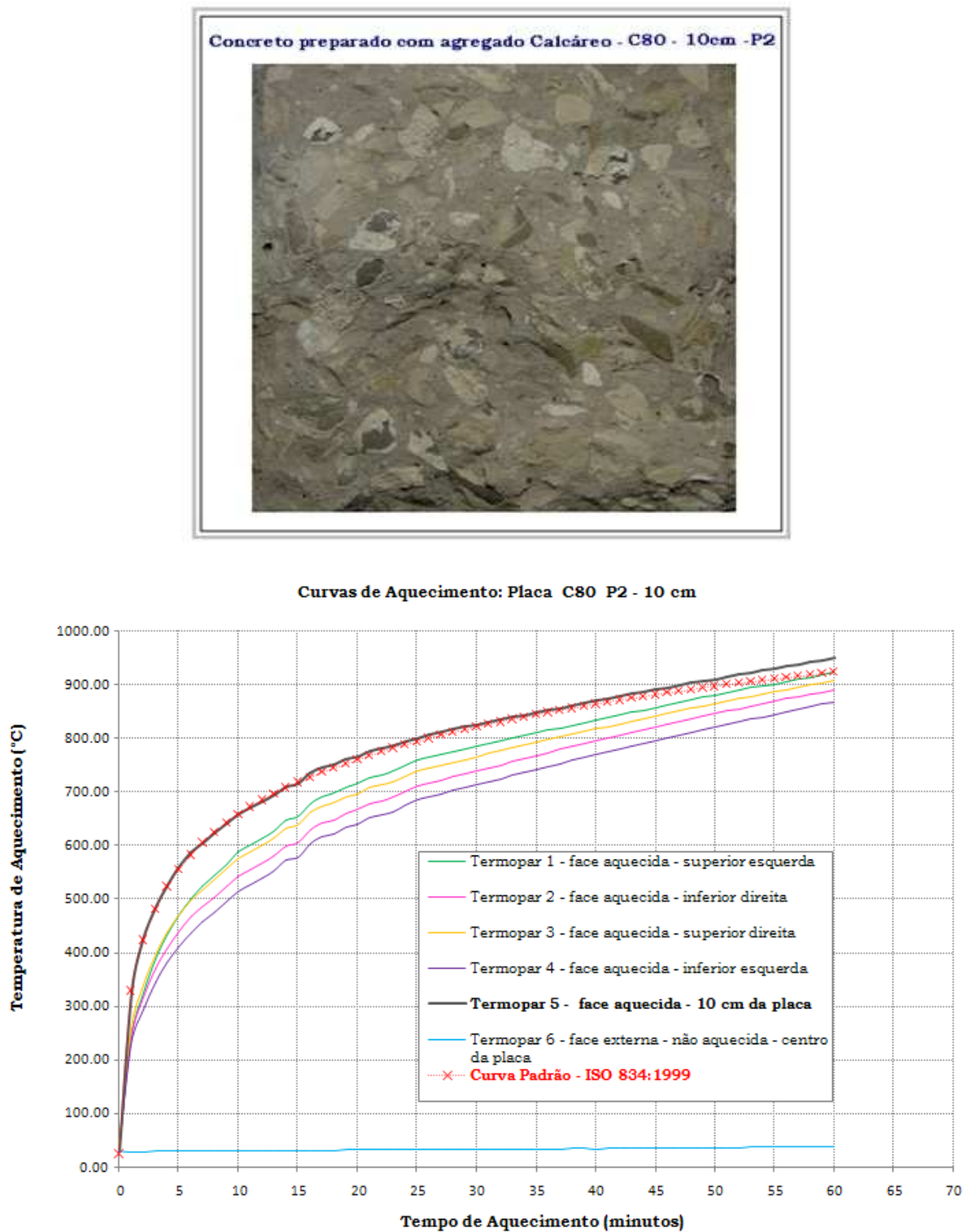


Figura A.91 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P2-10cm.

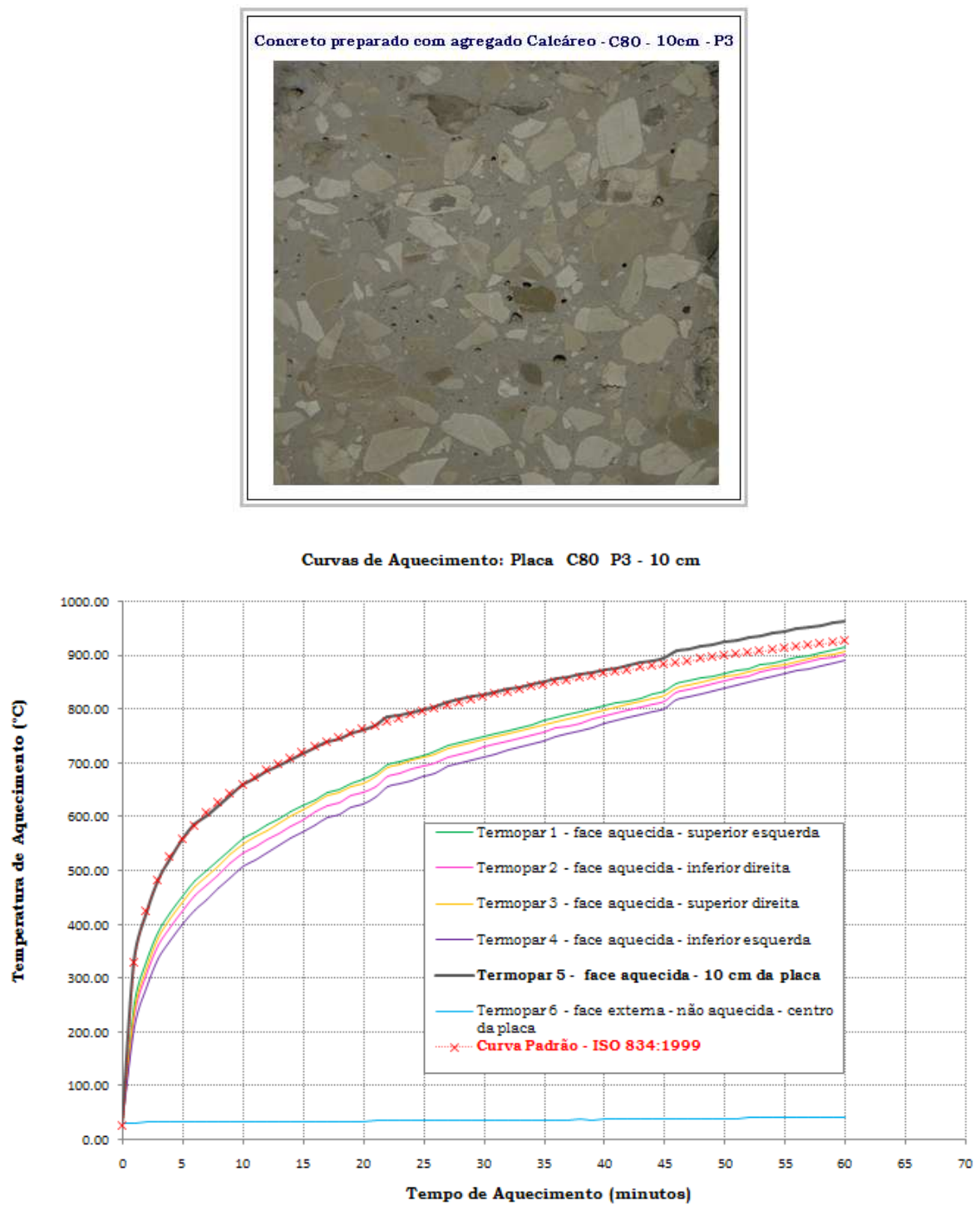


Figura A.92 - Face aquecida e curvas de aquecimento da placa de concreto preparado com agregado calcáreo – C80 – P3-10cm.