

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA RESISTÊNCIA
RESIDUAL DO CONCRETO SUBMETIDO AO
TRATAMENTO TÉRMICO PADRÃO PARA SITUAÇÕES
DE INCÊNDIO**

AUTOR: ESPEDITO FELIPE TEIXEIRA DE CARVALHO

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, janeiro de 2001.

C331c Carvalho, Espedito Felipe Teixeira de
Contribuição ao estudo da resistência residual do concreto
submetido ao tratamento térmico padrão para situações de
incêndio / Espedito Felipe Teixeira de Carvalho. Ouro Preto, 2001.

xiv, 96f.; il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto -
Escola de Minas - Departamento de Engenharia Civil.

Orientador: Antônio Maria Claret de Gouveia

1- Construção Civil - incêndio - Prevenção

A Deus, princípio, meio e fim de tudo que rege nossa vida. Pela luz que está sempre presente nos momentos mais difíceis.

À minha esposa Nilce e aos filhos Carolina e Guilherme, pelo companheirismo, pelos momentos de renúncia e paciência, para que este dia fosse possível.

MEUS AGRADECIMENTOS

Considerando que o meio exerce, efetivamente, grande influência no Homem, inicio os agradecimentos prestando uma homenagem a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a minha formação.

Agradeço, mais especificamente, a todos os professores do Curso de Mestrado em Construção Metálica e, em particular, ao professor Luiz Fernando Loureiro Ribeiro, Coordenador da Pós-Graduação, que, atuando sempre com grande atenção e dignidade, muito me ajudou nesta realização.

Além de propor o tema, coube ao Prof. Claret a tarefa de guiar-me nesta empreitada, o que fez com a sua costumeira competência. Neste tempo de convívio e aprendizado, seu apoio foi importantíssimo para o desenrolar desta dissertação. A você Claret, o meu sincero muito obrigado.

Gostaria também de agradecer o apoio do Prof. José Emanuel. Sua experiência e visão pragmática permitiu que os caminhos trilhados na montagem experimental fossem muito menos árdusos.

O programa experimental deste trabalho não teria sido possível sem o apoio irrestrito da Fundação Gorceix. Devo agradecer a todos os seus funcionários, todos extremamente atenciosos; mas, menção especial merecem os do Centro de Pesquisas, exatamente aqueles com quem mais convivi.

Ao meu filho Guilherme, cúmplice e companheiro constante, deixo aqui mais uma vez o meu reconhecimento e gratidão.

Agradeço penhoradamente a todo o pessoal do laboratório de Materiais de Construção do DECIV que muito me ajudou na execução experimental. Aos companheiros Carlos, Geraldo, João e Dequinha, o meu sincero muito obrigado.

Da mesma forma, agradeço à ABCP na pessoa da D^{ra}. Sílvia que, gentilmente, permitiu a inclusão de material particular para ilustração e maior valorização desta dissertação.

Agradeço ainda o apoio da Lafarge – Divisão Cimento Campeão, em especial ao Eng^o Carlos e o apoio da Jatomix, em especial ao Eng^o Francisco, ambos pela colaboração para a execução do programa experimental.

Selecionar artigos e levantar dados bibliográficos são atividades imprescindíveis a um trabalho acadêmico. Neste mister, registro um agradecimento especial ao colega Geraldo Donizetti pela boa vontade com que me atendeu.

Agradeço, enfim, a todos aqueles que, de maneira direta ou indireta, contribuíram para a elaboração deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho é iniciado com uma análise do efeito do calor na estrutura do concreto; em seguida, é apresentada uma leitura das principais pesquisas publicadas recentemente sobre o concreto em altas temperaturas.

Da parte experimental, é feita a descrição de toda a montagem do ensaio, incluindo, curva padrão ISO, forno, disposição dos corpos de prova e medidores de temperatura. Contém, ainda, o planejamento da pesquisa com o resumo do total de corpos de prova para a execução do programa experimental.

Devido a importantes adaptações realizadas, optou-se por apresentar todo o processo de dosagem experimental dos concretos utilizados na pesquisa.

Os critérios de ensaio, as curvas tempo-temperatura de cada ensaio e os resultados obtidos são apresentados de variadas maneiras. Dando prosseguimento, um necessário tratamento estatístico ajuda a analisar esses mesmos resultados.

Finalmente, as curvas Resistência Residual x Temperatura são apresentadas e discutidas, encerrando o trabalho.

ABSTRACT

This work describes an experimental program of investigation of the concrete residual strength submitted to high temperatures.

A detailed description of the experimental apparatus is given including furnace, specimens disposition and measuring points.

Due to its importance for de residual strength the experimental dosage process of the concrete is fully described.

The test criteria, the time temperature curves of each test and the results have been showed. In sequence, one statistics treatment helps to analyses the results.

At last, the residual strength x temperature curves have been presented and discussed, finishing the work.

SUMÁRIO

Resumo	VI
Abstract.....	VII
Lista de Figuras	XII
Lista de Tabelas	XIV
CAPÍTULO 1	1
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Importância histórico-tecnológica do tema	1
1.2 Carência de centros de pesquisa sobre o assunto no Brasil.....	2
1.3 Segurança contra incêndio	2
1.4 Objetivo	3
CAPÍTULO 2	5
2 O EFEITO DO CALOR NA ESTRUTURA DO CONCRETO	5
2.1 A estrutura do concreto.....	5
2.2 Efeito da Alta Temperatura na Pasta de Cimento	6
2.3 Efeito da Alta Temperatura no Agregado	10
2.4 Comportamento do concreto exposto ao fogo	11
2.5 Pesquisas recentes do concreto em alta temperatura	13
2.6 Trabalhos recentes de investigação de danos de incêndio no Brasil	20

CAPÍTULO 3	22
3 MONTAGEM DO ENSAIO	22
3.1 Ensaio Padrão	22
3.2 Forno	23
3.2.1 Funcionamento do Forno	26
3.2.1.1 Ligação	26
3.2.1.2 Vazão de Óleo	27
3.2.1.3 Capacidade de Aquecimento	28
3.2.1.4 Disposição dos Corpos de Prova no Forno.....	29
3.2.1.5 Medidores de Temperatura.....	30
CAPÍTULO 4	32
4...ESTUDO EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS	32
4.1 Planejamento da pesquisa.....	32
4.1.1 Resistência à compressão axial.....	32
4.2 Variáveis consideradas	33
4.2.1 Variáveis independentes.....	33
4.2.2 Variáveis dependentes	33
4.2.3 Variáveis intervenientes	33
4.3 Dosagem dos concretos empregados na pesquisa	33
4.3.1 Justificativa para a escolha do método de dosagem	33
3.3.1.1 Antecedentes	33
3.3.1.2 Como obter a relação ótima entre pedra e areia	34
4.3.2 Dosagem pelo método O'Reilly (modificado)	35
4.3.2.1 Materiais Empregados	35
4.3.2.2 Resistências Características.....	35
4.3.2.3 Determinação da relação ótima entre pedra e areia.....	36
4.3.2.4 Determinação do teor de água/materiais secos (A%).....	40

4.3.2.5	Determinação da característica " A_G " do agregado.....	42
4.3.2.6	Relações A/C necessárias para as resistências	43
4.3.2.7	Traços unitários, consumos e preparação dos corpos de prova	44
4.4	Caracterização dos materiais empregados.....	46
CAPÍTULO 5		47
5	RESULTADOS	47
5.1	Metodologia empregada na sequência de execução dos ensaios.....	47
5.2	Resistência à compressão para cada traço (valores em kgf).....	49
5.3	Resultados estatísticos para cada traço	53
5.4	Intervalos de confiança, médias por temperatura e regressão	57
5.5	Valores percentuais médios da resistência residual por traço e por temperatura.....	58
5.6	Curvas tempo x temperatura de cada ensaio.....	59
CAPÍTULO 6		79
6	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	79
6.1	Metodologia de análise estatística	79
6.2	Descrição da metodologia	79
6.2.1	Análise de variância.....	79
6.2.1.1	Análise de variância de dois critérios	79
6.2.1.2	Análise dos resultados	81
6.2.2	Intervalos de Confiança.....	82
6.3	Curvas resistência residual x temperatura	83
6.4	Comentário sobre fatores de redução adotados na norma NBR14323 ...	85

CAPÍTULO 7	84
7 CONCLUSÕES	88
Importância dos pontos abordados	88
Transferência ao meio	88
Continuidade dos estudos	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90
ANEXO A – Caracterização dos materiais empregados	95

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2:

1	Figura 1 – Foto MEV; aumento 1000x de porção de concreto afetado por fogo	Página 8
	Figura 2 – Foto MEV; aumento 1500x de porção de concreto afetado por fogo	Página 8
2	Figura 3 – Foto MEV; 5000x de porção de concreto não afetado por fogo	Página 9
	Figura 4 – Foto MEV; 2000x; Zona de transição agregado/pasta	Página 9
3	Figura 5 - Foto MEV; 1500x; pasta de cimento hidratada não afetado pelo fogo	Página 10

Capítulo 3:

	Figura 6 – Curva tempo-temperatura e tolerâncias	Página 23
	Figura 7 – Foto do forno utilizado	Página 23
	Figura 8 – Foto do bico atomizador	Página 24
	Figura 9 – Desenho do forno- corte vertical	Página 25
	Figura 10 – Maçarico “lança chamas”	Página 26
	Figura 11 – Pré-aquecimento de bloco refratário	Página 26
	Figura 12 – Piezômetro para medição da vazão de óleo diesel	Página 27
	Figura 13 – Vazão de óleo x altura piezométrica	Página 28
	Figura 14 – Curvas de aquecimento x curva padrão	Página 28
	Figura 15 – Taxa de aquecimento x altura piezométrica	Página 27
	Figura 16 – Disposição dos corpos de prova no forno	Página 30
	Figura 17 – Termômetro eletrônico digital	Página 31

Capítulo 4:

	Figura 18 - Determinação da MUCm por O'Reilly	Página 37
	Figura 19 - Determinação da MUCm pelo LMC/DECIV	Página 38
	Figura 20 - % de vazios x % de brita calcária	Página 40
	Figura 21 - Teor de água (A%) x Módulo de Finura da mistura	Página 41
	Figura 22 - Diagrama de interdependência dos componentes do traço	Página 43

4

Capítulo 5:

5	Figura 23 – Corpos de prova no forno aquecido	Página 47
6	Figura 24 – Manuseio dos corpos de prova quentes	Página 48
	Figura 25 – Resfriamento brusco dos corpos de prova	Página 48
	Figura 26 – Controle de temperatura no ensaio 154	Página 59
	Figura 27 – Controle de temperatura no ensaio 155	Página 60
	Figura 28 – Controle de temperatura no ensaio 156	Página 61
	Figura 29 – Controle de temperatura no ensaio 157	Página 62
	Figura 30 – Controle de temperatura no ensaio 158	Página 63
	Figura 31 – Controle de temperatura no ensaio 214	Página 64
	Figura 32 – Controle de temperatura no ensaio 215	Página 65
	Figura 33 – Controle de temperatura no ensaio 216	Página 66
	Figura 34 – Controle de temperatura no ensaio 217	Página 67
	Figura 35 – Controle de temperatura no ensaio 218	Página 68

Figura 36 – Controle de temperatura no ensaio 254	Página 69
Figura 37 – Controle de temperatura no ensaio 255	Página 70
Figura 38 – Controle de temperatura no ensaio 256	Página 71
Figura 39 – Controle de temperatura no ensaio 257	Página 72
Figura 40 – Controle de temperatura no ensaio 258	Página 73
Figura 41 – Controle de temperatura no ensaio 354	Página 74
Figura 42 – Controle de temperatura no ensaio 355	Página 75
Figura 43 – Controle de temperatura no ensaio 356	Página 76
7 Figura 44 – Controle de temperatura no ensaio 357	Página 77
8 Figura 45 – Controle de temperatura no ensaio 358	Página 78

Capítulo 6:

Figura 46 – Curvas de resistência residual x temperatura	Página 83
Figura 47 – Curva de regressão resistência residual a quente x temperatura	Página 84
Figura 48 – Curva de reg. resist. res. resfriamento brusco x temperatura	Página 84
Figura 49 – Curva de reg. resist. res. resfriamento lento x temperatura	Página 85
Figura 50 – Curvas de aquecimento forno e concreto	Página 86
Figura 51 – Corpo de prova furado para monitorar aquecimento	Página 86
Figura 52 – Corpos de prova deteriorados por calor	Página 87

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2:

Tabela 01 – Estrutura do Concreto	Página 5
Tabela 02 – Reações identificadas por análises térmicas em pasta de cimento	Página 7
Tabela 03 – Intervalos de resistência residual	Página 12
Tabela 04 - Efeitos do fogo sobre as características do concreto	Página 15

Capítulo 3:

Tabela 05 - curva padrão ISO834 e tolerâncias	Página 22
Tabela 06 - Poder Calorífico de alguns combustíveis	Página 24

Capítulo 4:

Tabela 07 - Resumo dos corpos de prova para o programa experimental	Página 32
Tabela 08 – Teor de Água / Materiais secos (A%)	Página 41
Tabela 09 - Característica " A_G " do agregado	Página 42
Tabela 10 - valores de M 1 e M 2 de O'Reilly	Página 43
Tabela 11 - Valores da relação a/c necessários para cada traço	Página 44

Capítulo 5:

Tabela 12 – Resultados em kgf para o concreto de 15 MPa	Página 49
Tabela 13 – Resultados em kgf para o concreto de 21 MPa	Página 50
Tabela 14 – Resultados em kgf para o concreto de 25 MPa	Página 51
Tabela 15 – Resultados em kgf para o concreto de 35 MPa	Página 52
Tabela 16 – Resultados estatísticos para 15 MPa	Página 53
Tabela 17 – Resultados estatísticos para 21 MPa	Página 54
Tabela 18 – Resultados estatísticos para 25 MPa	Página 55
Tabela 19 – Resultados estatísticos para 35 MPa	Página 56
Tabela 20 – Intervalos de confiança, médias por temperatura e regressão	Página 57
Tabela 21 - Valores médios da resistência residual por traço e por temperatura	Página 58

Capítulo 6:

Tabela 22 - Matriz de 400°C para tabela ANOVA de dois critérios	Página 80
Tabela 23 – Tabela ANOVA de dois critérios para 400° C	Página 80
Tabela 24 – Razões F por tratamento e por temperatura	Página 81
Tabela 25 - Valores K para concreto – Norma NBR14323	Página 85
Tabela 26 – Temperaturas estimadas nos centros dos corpos de prova	Página 87
Tabela 27 – Índices físicos e granulometria do agregado miúdo	Página 95
Tabela 28 – Dados do Cimento Portland CP II - E – 32	Página 96
Tabela 28 – Índices físicos e substâncias nocivas dos agregados	Página 96

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância histórico-tecnológica do tema

O homem descobriu a importância do fogo ainda na pré-história e desde então aprendeu a dominá-lo e utilizá-lo para sua defesa e para a produção de ferramentas. Cedo também descobriu que nem sempre pode controlar a combustão, o que, às vezes, pode resultar em tragédias.

Em todo o mundo sempre houve a preocupação de se evitar acidentes provocados por fogo. As primeiras precauções contra os incêndios datam de 1666 quando ocorreu o grande incêndio de Londres; eram prescrições relativas às construções e aos materiais nelas empregados. Durante 150 anos, aproximadamente, em quase todos os países do mundo foram estabelecidos regulamentos semelhantes. A partir do final do século XIX, iniciaram-se nos Estados Unidos e na Europa investigações científicas sobre a resistência ao fogo das estruturas e dos elementos de vedação, impulsionadas pelas necessidades das empresas seguradoras. No entanto, o estabelecimento das primeiras normas para testes de resistência ao fogo surgiram somente em 1911, nos Estados Unidos, quando a ASTM lançou a norma ASTM E-119.

O relatório Fire Grading of Buildings, lançado no Reino Unido, em 1952, compilou os conhecimentos existentes até então. Esse relatório foi, inclusive, um marco nos regulamentos contra incêndios; ele se baseava no comportamento das estruturas e dos materiais a partir de ensaios devidamente normalizados, passando, assim, a dar mais liberdade aos projetistas quanto à concepção e execução das construções.

No Brasil, a regulamentação de segurança contra incêndio das edificações ganhou grande impulso na década de 70, a partir das grandes tragédias ocorridas nos incêndios dos edifícios Andraus e Joelma, em São Paulo, e da Caixa Econômica, no Rio de Janeiro. A adaptação da legislação estrangeira, realizada no âmbito do Instituto de Resseguros do Brasil, as legislações estaduais, os códigos de obras municipais e as Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros foram os principais veículos de difusão da prevenção de incêndios no Brasil. Recentemente, a ABNT promoveu a elaboração de duas normas de segurança contra incêndio: a NBR 14323, “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento”(1999) e a NBR 14432, “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento” (2000).

Segundo Riley (1991), o limite entre 250 e 300°C é geralmente citado como nível de temperatura importante para perda de resistência. Os processos de penetração de calor na massa de concreto são, por isso, extremamente importantes para a profundidade na qual o concreto se torna danificado, e, daí, para a integridade residual da construção.

1.2 Carência de centros de pesquisa sobre o assunto no Brasil

O tema - concreto em altas temperaturas - é assunto amplamente estudado em todo o mundo; publicações técnicas do gênero partem de qualquer dos continentes. Países com PIB – Produto Interno Bruto - muitas vezes inferiores ao do Brasil mantêm equipes competentes e centros de pesquisa específicos e em contínua atividade ao longo dos anos. Talvez, razões sismológicas ajudem a explicar tal situação.

A engenharia de incêndio não é exceção e, também, sempre foi carente de apoio do tipo institucional para a montagem e manutenção de centro(s) de pesquisa específico(s). Se, no período de governos mais centralizadores e financiadores de iniciativas, não se logrou criar tal centro, doravante, o mesmo terá que vir das “forças vivas do mercado”.

Sem dúvida, o IPT é um centro de referência no assunto. Mas, entende-se que sua atuação é mais no sentido de atender às demandas imediatas do mercado, relativas a ensaios de resistência ao fogo de elementos construtivos, ensaios de qualificação, conformidade, etc. Nesse aspecto, trabalha de uma forma que pode ser considerada fragmentária, não estrutural; por isso, não se configurando como centro de pesquisa característico no assunto.

Vale registrar a iniciativa que criou o LARIn (Laboratório de Análise de Risco em Incêndio), ligado ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Minas-UFOP e apoiado por empresas e órgãos de fomento à pesquisa, sob a liderança do Prof. Antônio Maria Claret de Gouveia. Já em plena atividade e podendo ser citado também como referência, no Brasil, para esta importante área tecnológica.

1.3 Segurança contra incêndio

A segurança contra incêndio é assunto tratado pela Engenharia de Incêndio, que é definida como uma aplicação de princípios científicos e de engenharia ao estudo dos efeitos do fogo, com o objetivo de reduzir as perdas de vidas e danos às propriedades, através da quantificação dos riscos e perigos envolvidos, e providenciar soluções visando a aplicação de medidas preventivas e de proteção.

Como conceitos de projeto considerados na Engenharia de Incêndio e identificados como aqueles pontos chave que irão proteger tanto a vida quanto a propriedade, tem-se (Palermo Jr. e Cardelli, 1998):

- **Controle de Ignição:** formas de se evitar o crescimento e espalhamento das chamas. Tratado no projeto pela inclusão da compartimentação vertical e horizontal, que deve evitar o escape de fumaça ou de chamas pelos limites dos mesmos e pela exclusão de materiais perigosos. Deve-se ter equipe bem treinada de gerenciamento do uso e manutenção dos equipamentos de proteção;
- **Meios de fuga:** facilidades de escape do local incendiado, criadas pela concepção estrutural e/ou pela educação das pessoas. Valores máximos para a distância da rota de fuga, número e dimensões desta(s), são de responsabilidade do projeto;

- **Deteção e combate ao fogo:** sistemas manuais ou automáticos para detectar a presença de fogo. Alarmes infravermelhos, lasers, e sistemas de sprinklers, esses utilizados para a redução da temperatura dos gases e para redução da fumaça.
- **Controle do espalhamento do fogo:** no projeto, deve-se observar limites no espaçamento entre edifícios vizinhos para evitar que o fogo se espalhe; deve-se usar materiais resistentes para fechamentos, portas corta-fogo, divisórias, etc.
- **Prevenção do colapso da estrutura:** Em hipótese alguma, a estrutura projetada deverá sofrer colapso durante o período de esvaziamento do edifício. O colapso no período definido como de resistência ao fogo deve ser evitado, ou por condições de dimensionamento, onde mesmo enfraquecida e deformada a estrutura deva resistir às solicitações por todo o período (ações passivas), ou para que a temperatura nas peças estruturais não atinja um limite considerado fatal (ações ativas).

No dimensionamento das estruturas, tanto de aço como de concreto, os regulamentos de segurança contra incêndio, no Brasil, prescrevem uma proteção passiva capaz de evitar que a temperatura de 550°C seja superada em um determinado tempo de resistência ao fogo; tempo este que se estabelece em função do tipo de ocupação, da altura, e de outras características arquitetônicas da edificação. No caso do concreto armado, por possuir condutibilidade térmica cerca de cinquenta vezes inferior à do aço, é considerado um bom isolante térmico e a provisão de espessuras adequadas de cobrimento nas peças de concreto armado pode resultar em resistência adequada ao fogo; trata-se, portanto, do emprego do concreto para proteger o concreto armado (Claret, 1998).

1.4 Objetivo

O objetivo principal deste trabalho é avaliar experimentalmente a influência das altas temperaturas na resistência à compressão de concretos comumente empregados no Brasil. Serão analisados concretos com resistências características de 15, 21, 25 e 35 MPa, todos submetidos a aquecimentos, com os gases no forno atingindo 400, 500, 600, 700 e 800°C, de acordo com o tratamento térmico padrão adotado internacionalmente pela norma ISO834 para condições de incêndio; as resistências residuais serão verificadas a quente, após resfriamento brusco e após resfriamento lento, ou resfriamento natural.

Também se insere neste objetivo um levantamento bibliográfico a respeito do assunto, incluindo o efeito do calor na estrutura do concreto, com uma leitura das recentes pesquisas publicadas sobre o tema. Será apresentada, ainda, a dosagem detalhada dos concretos empregados pelo processo da menor porcentagem de vazios, com uma adaptação do processo proposto por O'Reilly (1987).

Conteúdo e estrutura da dissertação

A estrutura adotada para a dissertação é composta de 6 capítulos e pelas considerações finais.

O capítulo 1, composto pela introdução, apresenta a importância histórico-tecnológica do tema, traz um comentário sobre a carência de centros de pesquisa sobre o assunto no

Brasil, faz uma breve abordagem da segurança contra incêndio, além de apresentar os objetivos do trabalho, com descrição detalhada dos capítulos.

No **capítulo 2**, é feita uma breve abordagem do efeito do calor na estrutura do concreto; é apresentada uma leitura das recentes pesquisas realizadas sobre o concreto em altas temperaturas e são incluídos resumos de relatórios sobre investigação de danos em estruturas incendiadas recentemente no Brasil.

O **capítulo 3** descreve a montagem do ensaio; ensaio padrão, descrição do forno, disposição dos corpos de prova e medidores de temperatura.

O **capítulo 4** trata do estudo experimental, materiais e métodos. Contém o planejamento da pesquisa com o resumo do total dos corpos de prova para a execução do programa experimental. Ainda no Capítulo 4, é apresentado todo o processo de dosagem dos concretos utilizados e incluída a caracterização dos materiais empregados.

O **capítulo 5** apresenta todos os resultados obtidos, incluindo a metodologia empregada na seqüência de execução dos ensaios de fogo, a resistência à compressão para cada traço (valores em kgf), resultados estatísticos, intervalos de confiança, médias por temperatura, equações de regressão, valores médios da resistência residual por traço e por temperatura e as curvas tempo x temperatura de cada ensaio.

No **capítulo 6**, é feita a discussão dos resultados. Inclui análise de variância e os critérios para estabelecimento dos intervalos de confiança; são apresentadas as curvas Resistência Residual x Temperatura, além de um comentário sobre fatores de redução adotados na norma NBR14323.

O **capítulo 7** apresenta as conclusões do trabalho.

CAPÍTULO 2

2 EFEITO DO CALOR NA ESTRUTURA DO CONCRETO

2.1 A estrutura do concreto

Segundo Mehta (1994), a estrutura do concreto é composta das fases de matriz de pasta de cimento, agregados e zona de transição pasta/agregado, suas principais características podem ser resumidas conforme Tabela 01:

Tabela 01 – Estrutura do Concreto

ESTRUTURA DO CONCRETO		
MATRIZ DE PASTA DE CIMENTO	AGREGADO	ZONA DE TRANSIÇÃO (Z.T.) PASTA/AGREGADO
<p><u>Natureza Múltipla</u></p> <p>-Distribuição heterogênea de fases sólidas, poros e microfissuras; varia com a Umidade Relativa do Ar (U.R.A.) e com o grau de hidratação do cimento</p>	<p><u>Natureza Múltipla</u></p> <p>- composto de vários minerais, microfissuras e vazios</p>	<p><u>Natureza Múltipla</u></p> <p>- Varia com a umidade relativa do Ar e com o grau de hidratação;</p>
<p><u>Vazios Capilares:</u> Tamanhos são proporcionais à relação água/cimento (rel. a/c) e inversamente proporcionais ao grau de hidratação do cimento; poros > 50nm influenciam a resistência e a permeabilidade; poros < 50nm influenciam a retração e a fluência.</p> <p><u>Águas da pasta:</u></p> <p>- livre, nos vazios > 50nm ; - retida por tensão capilar, nos vazios de 5 a 50nm; - adsorvida, só é retirada a 30% U.R.A.; - interlamelar, idem a 11% de U.R.A.; e -Quimicamente combinada, participa do cimento hidratado (C-S-H).</p>	<p>Tamanho e distribuição dos poros são mais importantes que a composição química ou mineralógica;</p> <p>Forma e textura dos grãos são altamente importantes;</p> <p>Maior tamanho e partículas chatas, produzem maior tendência à exsudação interna e microfissuração na zona de transição.</p>	<p>Interface Agregado graúdo / pasta;</p> <p>Camada delgada de 10 a 50µm que determina a resistência do conjunto;</p> <p>Rel. a/c na Z.T. maior que na pasta de cimento, provocando: microfissuração; menor densidade, pela presença de hidróxido de cálcio [Ca(OH)₂]; maiores vazios geram < resistência; havendo relação epitáxica (reação química com produtos da hidratação do cimento), haverá melhora na resistência.</p>

Muitos autores consideram que o concreto tem boas características no que diz respeito à resistência ao fogo, porque o concreto é não-combustível, é relativamente longo o período de tempo de exposição ao fogo durante o qual o concreto continua a ter desempenho satisfatório, e não são expelidos gases tóxicos (Mehta, 1994).

Segundo Neville (1997), resultados muito variáveis são apresentados por diversos relatórios de ensaios, todos realizados com o propósito de estabelecer o efeito da exposição do concreto a temperaturas altas, de até cerca de 600°C . As razões para isso compreendem: duração da exposição à temperatura elevada, diferenças de tensões atuantes e da condição de umidade do concreto durante o aquecimento, e diferenças de propriedades dos agregados. Em consequência, torna-se difícil uma generalização ampla. Além disso, é necessário o conhecimento da resistência do concreto para muitas condições reais de exposição; por exemplo, no caso de incêndio, é de poucas horas a exposição à temperatura elevada, mas, é grande o fluxo de calor ao qual a massa de concreto fica exposta. Inversamente, no corte do concreto por uma lança térmica, por exemplo, a exposição ao fluxo de calor dura apenas alguns segundos e a quantidade de calor realmente aplicada é muito baixa. Assim, os resultados de ensaios dos diversos pesquisadores devem ser interpretados com atenção para as circunstâncias particulares de cada um.

A composição do concreto é importante porque tanto a pasta de cimento como o agregado consistem de componentes que se decompõem ao aquecer . O comportamento real de um concreto exposto a alta temperatura é o resultado de muitos fatores que interagem simultaneamente e que são muito complexos para uma análise exata. No entanto, com o intuito de entender melhor a resposta do concreto ao fogo, alguns aspectos são discutidos.

2.2 Efeito da Alta Temperatura na Pasta de Cimento

O efeito do aumento de temperatura na pasta hidratada de cimento depende do grau de hidratação e da umidade. Uma pasta saturada contém uma grande quantidade de água livre e de água capilar, além da água adsorvida. Os vários tipos de água são prontamente perdidos ao elevar-se a temperatura do concreto. Entretanto, do ponto de vista de proteção ao fogo, nota-se que, devido ao considerável calor de vaporização necessário para a conversão da água em vapor, a temperatura do concreto não se elevará até que toda a água evaporável tenha sido removida.

A presença de grandes quantidades de água evaporável pode causar um problema. Se a taxa de aquecimento é alta e a permeabilidade da pasta de cimento é baixa, podem ocorrer danos ao concreto sob a forma de lascamento superficial. O lascamento ocorre quando a pressão do vapor dentro do material aumenta a uma taxa maior do que o alívio de pressão causado pela liberação de vapor para a atmosfera.

Quando a temperatura atinge cerca de 300°C, a água entre as camadas de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e parte da água quimicamente combinada do C-S-H e do sulfo-aluminato hidratado também será perdida. A desidratação adicional da pasta de cimento devida à decomposição do hidróxido de cálcio começa a cerca de 500°C, mas

temperaturas da ordem de 900°C são necessárias para a decomposição completa do C-S-H (Mehta, 1994).

Para Vieira, S.R.S.S. e Ishikawa, P.H. (2000), a reação do cimento com a água leva à formação de produtos hidratados, entre os quais se encontram aluminatos de cálcio hidratados, hidróxido de cálcio e etringita e estes produtos são sensíveis ao aumento da temperatura, decompondo-se em, aproximadamente, 285°C, 460°C – 485°C e 130°C, respectivamente. Em uma pasta de cimento hidratada é possível identificar, ainda, a presença de carbonato de cálcio, correspondente ao calcário adicionado ao cimento, ou decorrente da carbonatação do concreto. Este composto desintegra-se a temperaturas mais elevadas, da ordem de 680°C – 750°C. Deste modo o concreto, ou seja, sua pasta hidratada, é um material que se deteriora a temperaturas relativamente elevadas, como podem ser aquelas atingidas durante um episódio de incêndio. Através de uma análise termodiferencial e termogravimétrica, as reações ocorridas podem ser identificadas conforme a tabela 02 abaixo:

Tabela 02 – Reações identificadas por análises térmicas em pasta de cimento

Temperatura do pico (°C)	Natureza da reação	Interpretação
100-115	endotérmica	Perda de água livre e/ou adsorvida e decomposição dos silicatos hidratados
285	endotérmica	Decomposição dos aluminatos da pasta de cimento hidratada
460-485	endotérmica	Decomposição do hidróxido de cálcio
580-585	endotérmica	Transformação do quartzo α em quartzo β
685-730	endotérmica	Descarbonatação do carbonato de cálcio (CaCO ₃)
889-900	exotérmica	Provável devitrificação da escória

Ainda, segundo Vieira, S.R.S.S. e Ishikawa, P.H. (2000), análises microscópicas do tipo MEV [Microscopia Eletrônica de Varredura] permitem identificar áreas afetadas por fogo através de alterações morfológicas, minerais e/ou texturais; como nas Fotos 1 a 5, feitas em amostras do concreto do viaduto Alcântara Machado em São Paulo, e que mostram diferenças significativas entre as microestruturas e mineralogia dos concretos afetados e não afetados pelo fogo. As porções expostas às altas temperaturas apresentam microestrutura com aspecto não coeso, friável, muito porosa, na qual só se identificam raramente produtos hidratados de cimento (Fotos 1 e 2). Nas amostras não modificadas pelo fogo, a microestrutura é compatível com concretos de boa qualidade, sendo maciça e definida por elevados teores de etringita, que ocorre como agulhas finas, dispersas pela pasta, e por placas de hidratados hexagonais, correspondentes a aluminatos cálcicos hidratados e portlandita (Fotos 3 a 5). Esta última desenvolve-se em meio aos demais minerais da pasta de cimento como cristais pequenos, mas, localmente, atinge maiores dimensões e dispõe-se radialmente aos agregados, em uma feição típica da zona de transição agregado/pasta de cimento hidratada e característica de concretos com relação água/cimento tendendo a elevadas.

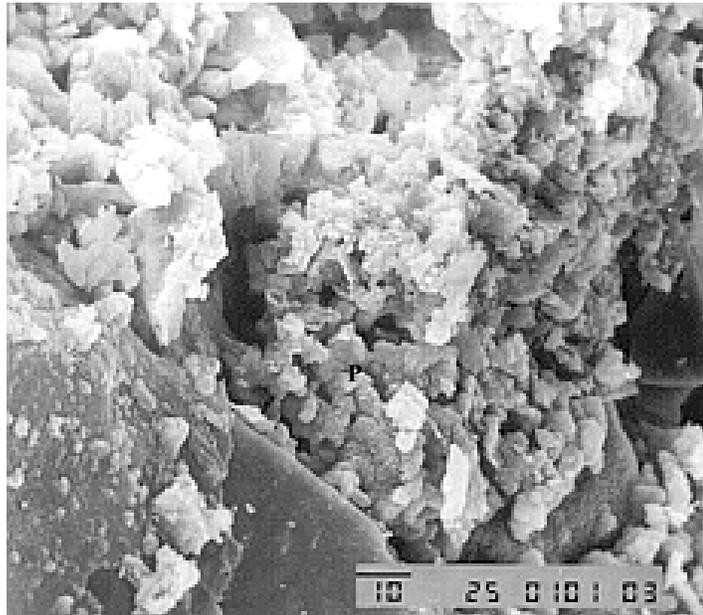


FOTO 1 – Amostra da porção externa, afetada pelo fogo, do concreto do Viaduto Alcântara Machado. Notar o aspecto friável da pasta de cimento hidratada (P). MEV; aumento 1000x.

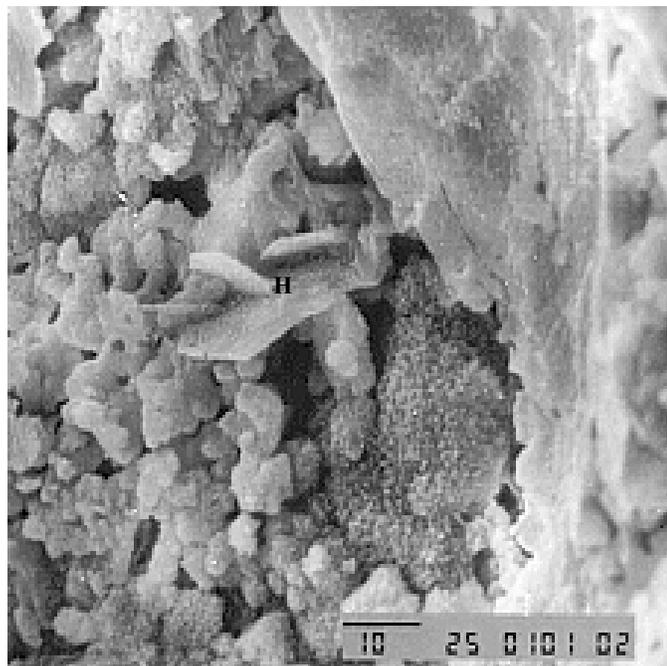


FOTO 2 – Amostra da porção externa, afetada pelo fogo, exibindo raro cristal de produto hidratado (H) de cimento. MEV; aumento 1500x.

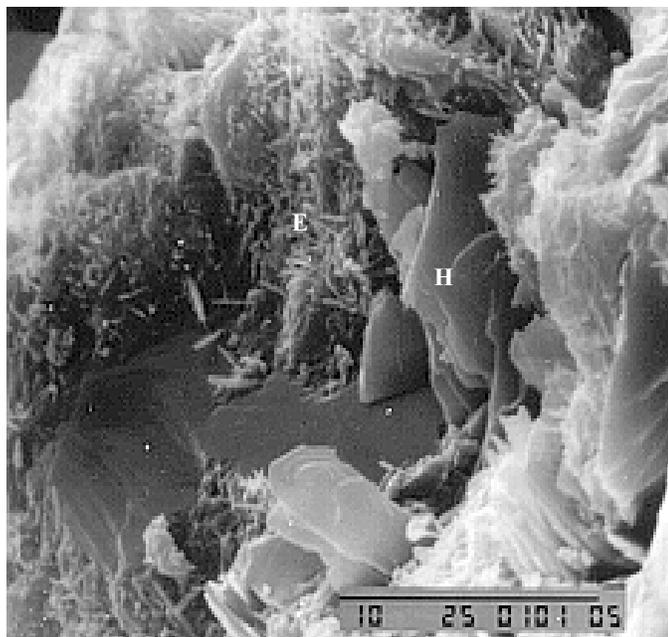


FOTO 3 – Amostra da porção interna, não afetada pelo fogo, onde é notável a presença de placas de hidratados de cimento (H) e etringita (E). MEV; aumento 5000x.

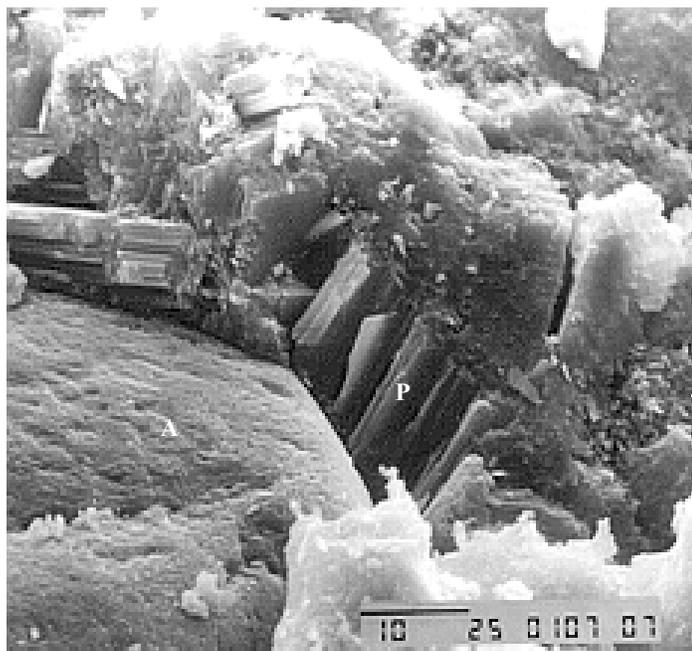


FOTO 4 – Zona de transição agregado/pasta bem caracterizada e definida por cristais de portlandita (P) dispostos radialmente ao agregado (A). Amostra da porção interna, não afetada pelo fogo. MEV; aumento 2000x.



FOTO 5 – Vista geral da pasta de cimento hidratada do concreto não afetado pelo fogo, exibindo elevado teor de compostos placóides, hidratados de cimento (H). MEV; aumento 1500x.

Para Sousa Coutinho (1987), pastas de cimento acima de 300°C começam a perder resistência por iniciar-se a perda da água combinada dos silicatos hidratados. A redução de resistência acelera-se no aquecimento até 500/600°C em virtude da desidratação do hidróxido de cálcio.

2.3 Efeito da Alta Temperatura no Agregado

O tipo de agregado influencia a resposta do concreto a altas temperaturas. Agregados contendo sílica conduzem a maiores perdas de resistência do que aqueles de calcário ou de rochas ígneas básicas. Os concretos com baixa condutividade térmica, como os concretos com agregados leves, resistem mais ao fogo do que os concretos comuns (Neville, 1997).

Os agregados se expandem regularmente até 573°C. Os agregados quartzosos sofrem uma expansão brusca de 0,85% a esta temperatura devido à transformação do quartzo α [ou quartzo de baixa temperatura] em β [ou quartzo de alta temperatura] (Coutinho, 1987). Esse fato tem grande importância na desagregação do concreto.

Os agregados carbonáticos têm uma expansão súbita, como os quartzosos, à temperatura de 700°C (Mehta, 1994).

Além de possíveis transformações de fase e decomposição térmica do agregado, a resposta do concreto ao fogo é influenciada, de outras maneiras, pela mineralogia do

agregado. Por exemplo, a mineralogia do agregado determina a dilatação térmica diferencial entre o agregado e a pasta cimento, o que leva à resistência última da zona de transição, e, ato contínuo, à ruína do concreto (Mehta, 1994).

2.4 Comportamento do concreto exposto ao fogo

Como já foi dito, ao se elevar a temperatura, dá-se a desidratação dos componentes do cimento; a água, ao evaporar-se e sair do concreto, provoca o aumento da retração da pasta de cimento. Ao mesmo tempo, o agregado inicia sua expansão e, pelo que se obtém em consequência destas duas ações, a pasta começa a fissurar provocando perda de resistência (Sousa Coutinho, 1987).

Já Neville (1998) considera que no comportamento conjunto do concreto e da armação, pode-se observar que, num incêndio, ocorrem elevados gradientes de temperatura, como resultado, as camadas superficiais quentes tendem a se separar, com lascamento, daquelas do interior do concreto, mais frio. A fissuração é intensificada nas juntas, nas regiões mal adensadas e nos planos das barras da armadura: depois de exposta, a armadura passa a conduzir calor, acelerando o efeito da temperatura elevada.

Segundo Zoldners (1960), as perdas de resistência à flexão começam logo que se inicia o aquecimento; a 100°C as perdas vão já de 10 a 20 % . Mas na compressão, pode-se dizer que até 300°C, não há perdas sensíveis de resistência.

Para H.L. Malhotra (1982), a dosagem não exerce influência muito importante na perda de resistência com a temperatura, embora a mais rica em cimento seja mais afetada do que a mais pobre.

Trabalhos de G. G. Garette e V. M. Malhotra (1983) comprovam haver uma sensível perda de resistência com o aumento de temperatura, e, ainda, que misturas mais pobres parecem sofrer uma perda de resistência relativamente menor que as mais ricas e que, um aumento da duração da exposição a 150°C ou mais, durante dois dias a 120 dias, aumenta a perda de resistência à compressão. No entanto, a maior parte da perda de resistência ocorre dentro de 2 horas depois do aumento da temperatura. Porém, deve ser notado que a temperatura de exposição não é necessariamente a temperatura no interior do concreto, de modo que, mais uma vez, se deve insistir em que os detalhes do método de ensaio influenciam os resultados finais, mas esses detalhes não podem ser completamente apreciados em uma descrição publicada dos ensaios. Também, não foi constatada diferença, em termos de perda relativa de resistência, entre concretos feitos com cimento portland puro, ou com cimento portland e cinzas volantes, ou com escória granulada de alto forno.

Para Mohamedbhai (1986), os fatores já citados e outros detalhes dos vários métodos de ensaio, conduzem a um grande intervalo de valores para a perda de resistência em função da temperatura, conforme a tabela 03, abaixo:

Tabela 03 – Intervalos de resistência residual

Temperatura máxima, °C	20	200	400	600	800
Intervalo de resistência residual, %	100	50 - 92	45 - 83	38 - 69	20 – 36

Ensaio de Castillo e Duranne (1990), com concretos de alta resistência (89 MPa), indicam uma maior perda relativa de resistência do que os concretos normais. O que é mais importante em relação aos concretos de alto desempenho, com microsilica, é o lascamento explosivo [grandes ou pequenas peças de concreto são violentamente expelidas da superfície acompanhadas por grande ruído] associado com altas temperaturas.

Isso foi observado também por Hertz (1992), em concreto aquecido acima de 300°C, mesmo com baixa taxa de aquecimento, como 60°C por hora, que, em ordem de grandeza, é bem menor que a de um incêndio.

Jumppanen (1989), confirmou o lascamento explosivo em ensaios de concreto com microsilica e relação água/cimento 0,26. *“Isso pode parecer surpreendente, pois o volume de água envolvido é pequeno, mas, por outro lado, a permeabilidade é extremamente baixa”*, declara Jumppanen.

Pode-se afirmar que o risco de lascamento explosivo é tanto maior quanto menor a permeabilidade do concreto e quanto maior a taxa de aumento da temperatura. Esse fato é acompanhado pela observação de que a perda de resistência a temperaturas mais altas é maior em concretos saturados do que em concretos secos, e o responsável por essa diferença é o teor de umidade no momento da aplicação da carga. Em peças robustas de concreto, a movimentação de umidade é extremamente lenta, de modo que os efeitos da temperatura elevada podem ser mais sérios do que em peças delgadas (Hannant, 1964).

Segundo Nasser e Neville (1965), para concreto massa, não há diferença no intervalo entre 21°C e 96°C, mas o módulo de elasticidade diminui a temperaturas acima de 121°C. De um modo geral, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade variam da mesma forma com a temperatura.

Segundo Abrams (1971), para efeitos práticos, cerca de 600°C pode ser considerado o limite de temperatura para integridade estrutural de concretos de cimento portland. A temperatura importante é a do próprio concreto e não a das chamas ou dos gases. A aplicação de água em incêndio equivale a um resfriamento brusco, causando uma grande redução de resistência devido aos intensos gradientes de temperatura que se originam no concreto.

Os concretos com agregados silicosos ou calcários mostram uma mudança de cor com a temperatura. A mudança de cor é permanente de modo que a temperatura máxima atingida durante o incêndio pode ser estimada *a posteriori*. A sequência de cores é

aproximadamente a seguinte: rosada ou vermelha entre 300°C e 600°C, cinza até cerca de 900°C e amarela acima de 900°C. (Zoldners,1960).

2.5 Pesquisas recentes do concreto em alta temperatura

Nassif et al (1999), reunindo informações da literatura disponível citou os seguintes autores:

- Lankard (1971) afirmou que o módulo de elasticidade é mais sensível à exposição térmica que a resistência à compressão, especialmente na faixa abaixo de 320°C;
- O CIB W14 report (1990) indicou que o módulo de elasticidade do concreto é reduzido de 10 a 20% após exposição a temperaturas ao redor de 100°C como resultado da perda de água fisicamente combinada;
- Lie (1968) concluiu que o módulo de elasticidade de concreto é reduzido para 60% do valor original em 300°C, enquanto em 600°C somente 15% é retido;
- Sullivan concluiu que o módulo de elasticidade foi reduzido entre 20 e 150°C, mas manteve-se constante entre 150 e 300°C, quando uma brusca redução se iniciava a partir daí;
- Harada (1972) estabeleceu que o módulo de elasticidade residual de concretos de arenito foi reduzido de 55% do seu valor original quando aquecido a 300°C e de 78% após exposição a 500°C.

Analisando os efeitos do resfriamento rápido de concreto quente por aspersão de água, ainda Nassif et al (1999) concluíram:

- (a) O índice de danos para concreto resfriado ao ar após aquecimento a 320°C é do mesmo nível daquele para concreto aquecido a 220°C e resfriado por aspersão;
- (b) A marca de 300°C, tradicionalmente tida como início de danos significativos em concreto é discutível;
- (c) O módulo inicial E_i é extremamente sensível ao efeito de aspersão sobre o concreto calcário incendiado. Isto é particularmente verdade em níveis menores de temperaturas. O módulo inicial foi reduzido a meros 31% do valor não queimado, após aquecimento a 217°C e subsequente aspersão do concreto. Se o concreto é resfriado ao ar, o valor residual de E_i é em torno de 60%.
- (d) Meros 12% de dureza residual podem ser encontrados em concreto após aquecimento a 470°C e resfriado por aspersão;
- (e) Em uma posição 30mm abaixo da face exposta, uma posição típica de barras de armadura, a temperatura alcançará em torno de 500°C enquanto a face exposta estará a 900°C. Um gradiente térmico como esse será bruscamente revertido se a face exterior for sujeita à aspersão de água dos bombeiros. O repentino desenvolvimento de um perfil não-linear, e com reversão, através das camadas adjacentes agravará severamente o estado de fratura interna do concreto.

Sanjayan e Stocks (1993) concluíram que o concreto de alta resistência (105 MPa) com microsilica (CAD) é mais propício ao lascamento que o concreto comum (27 MPa).

Concluíram também que o lascamento ocorre nos estágios iniciais do fogo (entre 18 e 40 min. a partir do início do ensaio padrão, cuja duração foi de 140 min.). Também foi verificado que a espessura do revestimento sobre a armadura tem significativa influência sobre o lascamento do CAD (houve lascamento onde o revestimento era de 75mm, não tendo havido para 50 e 25 mm, no ensaio). O concreto normal não apresentou lascamento.

Chew (1993) sustenta que a quantificação dos danos em estrutura de concreto pós-incêndio depende largamente de análise acurada da distribuição da máxima temperatura dentro da peça. Os méritos e limitações de várias técnicas para a quantificação foi discutida, tendo sido mostrado que o teste de termoluminescência (TL) é mais sensível que outras técnicas na detecção dos danos. Outras técnicas estudadas foram: sondagem local, teste de cores, termogravimetria e dilatométrica, esclerômetro de Schmidt, ultrassom e arrancamento. Todos eles com seus defeitos e limitações.

- Felicetti e Gambarova (1998), estudando dois concretos de agregados silicosos, ambos de alta resistência e submetidos à compressão uniaxial após um ciclo térmico simples a 105, 250, 400 e 500°C, concluíram que enquanto a tenacidade aumenta após um ciclo de alta temperatura, resistência e rigidez diminuem drasticamente (por volta de 250°C, a perda é de 25 a 35% e a degradação do módulo de Young é ainda maior), e a recuperação de resistência com o tempo é desprezível, menor que a recuperação nos concretos comuns com relações A/C da ordem de 0,6 a 0,7. Além disso, no concreto de alto desempenho (95MPa) a resistência residual continua decrescendo lentamente até seis meses após o ciclo térmico. A forma de ruptura dos cilindros é caracterizada por rompimento na zona de transição entre a argamassa e a superfície do agregado. O ensaio mostrou também que o concreto de alta resistência, após o ciclo térmico, se fragiliza extensivamente, e parece se degradar quimicamente a partir de 400°C.

Grattan Bellew (1996), investigando a microestrutura de concreto danificado, confirma que o mesmo é geralmente muito resistente ao fogo. Isto devido principalmente às propriedades térmicas dos agregados, os quais compreendem aproximadamente 70% do concreto. Calcário e dolomita são estáveis até cerca de 850°C, quando o carbonato começa a se decompor formando óxidos de cálcio e magnésio com uma grande redução de volume. *“Agregados de quartzo sofrem uma grande expansão térmica em 573°C com um aumento de volume (5%), podendo levar ao lascamento do concreto”*. O C-S-H desidrata-se em temperaturas na faixa de 400 a 600°C. Por volta de 800°C, todo o hidróxido de cálcio é convertido para óxido de cálcio e o C-S-H converte-se em silicato e aluminato de cálcio anidro. Ambas as reações causam um decréscimo em volume o qual leva a fissuração na pasta. Para concretos de calcário dolomítico, fissuras ocorrem tanto na pasta quanto no agregado. Análises de raio-X mostraram que o calcário dolomítico foi convertido para MgO e $Ca(OH)_2$. O $Ca(OH)_2$ foi provavelmente formado por hidratação de CaO quando a água foi aspergida sobre o concreto quente. Exame petrográfico de amostras de concreto danificado por fogo permite seja determinada a profundidade da deterioração, informação importante para planejamento de reparos.

Lin, W.M., Lin T.D. e Powers-Couche (1996), estudando também concretos de alta resistência, propuseram as relações de causa e efeito mostradas na tabela 04 (ASTM C 856 modificada):

Tabela 04 - Efeitos do fogo sobre as características do concreto

Característica	Efeito	Causa
Dureza superficial	Fissuração, fragmentação, fragilização	Desidratação a 100°C, remove a água livre; a desidratação se completa em 540°C; $Ca(OH)_2 \Rightarrow CaO$ em 450 a 500°C A pasta primeiro expande, depois retrai.
Fissuração	Fissuração superficial a 290°C; Fissuração profunda a 540°C	Perpendicular à face, e interna; pode assemelhar-se a fissuras de retração
Mudança de cor (sem lascamento)	Cor normal até 230°C Avermelhada de 290 a 590°C Vermelho/cinza de 590 a 900°C Cinza/camurça acima de 900°C O calcário se torna branco	Rochas sedimentares e metamórficas podem incorporar calor de forma estável em temperaturas baixas, tornam-se instáveis em maiores temperaturas e mostram permanente mudança de cor sob aquecimento.
Comportamento do agregado	Lascamento explosivo para concretos com alto teor de agregados silicosos próximos à superfície, acima de 573°C	Agregados diferem em difusibilidade, condutividade, coeficiente de dilatação; a transmissão de calor decresce para concretos feitos com agregados altamente silicosos, areia basáltica, calcário, agregados leves. Baixo quartzo inverte para alto quartzo em 573°C com expansão de 0,85% do volume.
Lascamento	Ocorre paralelamente à superfície livre seguido por quebra em lascas finas nos cantos e quinas (assemelha-se à esfoliação)	Redução da resistência

Conclusões:

- Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV): fissuras não se desenvolvem abaixo de 300°C, exceto microfissuras ao longo da interface de cristais de hidróxido de cálcio e partículas de cimento não hidratado. Entre 300°C e 500°C fissuras na zona de transição. Acima de 500°C, rompimento do C-S-H e séria ruptura na zona de transição. Anisotropia para pastas próximas ao calor resultante do dano de fogo. Assim, o julgamento de reparabilidade e reutilização deveria ser cuidadosamente avaliado;

- O comportamento da pasta de cimento após aquecimento e subsequente resfriamento é dominado pela absorção de umidade do ambiente, a água absorvida no concreto e a água intracamadas. Todas as águas geram um mecanismo para a rehidratação do óxido de cálcio. Assim os hidratos formados preenchem os espaços vazios. Em geral, há uma recuperação autógena de parte da resistência do concreto exposto ao fogo, após resfriamento com água;
- A estrutura de poros do concreto após aquecimento e cura em água são por natureza extremamente aleatórios. É primeiramente devido à instabilidade da reação de rehidratação que ocorre na zona de transição. O mecanismo de rehidratação é bastante complicado e não fácil de identificar. Talvez a distribuição do tamanho dos poros possam oferecer alguma informação. A técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio é recomendada para a investigação;
- Sugere concretos polímeros para reparos. Análises de custo, flexibilidade, facilidade, concreto projetado, etc., seriam considerados de antemão.

Segundo Hertz (1992), o lascamento explosivo pode ocorrer para taxas de aquecimento de 1°C/min usando-se microssílica, e precisa de 10°C/min ou mais, para outros tipos de concreto. Isso indica que concretos densificados por microssílica são mais suscetíveis ao lascamento explosivo;

- Muitos parâmetros tem a mesma influência qualitativa nos concretos com ou sem microssílica. O risco de explosão aumenta com o maior teor de umidade, decresce com a permeabilidade, decresce com a resistência e cresce com a taxa de aquecimento;

- A presença de fibras de aço não reduz o risco de explosão, podendo até aumentá-lo;

- Foi possível dosar um concreto com 10% de microssílica que não aumentou significativamente o risco de explosão em relação a outros sem microssílica. A inclusão de agregados leves de argila expandida, em ambiente marinho, mostrou um aumento do risco de explosão em relação ao concreto com 10% de microssílica, o que pode ser debitado ao aumento do conteúdo de água do agregado;

- Foi descoberto que a inclusão de aditivo superplastificante, necessária ao CAD, pode gerar liberação de gases tóxicos, tornando-se perigosos à saúde e à vida dos bombeiros, porventura, operando no rescaldo após incêndio.

Saad, Abo-El-Enein, Hanna e Kotkata, (1996), estudando concretos de relação A/C de 0,40 e com 0, 10, 20 e 30% de microssílica, concluem que:

- A adição de microssílica ao concreto comum conduz à incorporação do hidróxido de cálcio liberado durante a hidratação do cimento;
- Espécies de concreto contendo 10% de microssílica possuem menor porosidade, em todas as temperaturas de aquecimento;
- Amostras feitas com 10% de microssílica possuem maior resistência à compressão para todas as temperaturas do tratamento térmico, devido à maior formação de CSH e com maiores forças de união e uma estabilidade térmica suficiente;
- O incremento na resistência à compressão para amostras contendo 10% de microssílica e tratadas a 600°C é de 64,6%, enquanto as adições de 20 ou 30% aumentaram só 28%.

Morsy, Galal e Abo-El-Enein (1998), concluíram que a pozolana oriunda de caulinita calcinada tende a melhorar a microestrutura da pasta de cimento em temperaturas altas devido a sua reação com os produtos hidratados.

Riley (1991) apresenta a resposta do concreto ao ataque por fogo: é bem documentado que a exposição de concreto a altas temperaturas pode resultar em significativas perdas de resistência.

- O limite entre 250 e 300°C é geralmente citado como nível de temperatura importante para perda de resistência;

- Os processos de penetração de calor na massa de concreto são, por isso, extremamente importantes para a profundidade na qual o concreto se torna danificado, e, daí, para a integridade residual da construção;

- O coeficiente de condutibilidade térmica do concreto é largamente dependente da condutibilidade de seus constituintes, a saber, pasta de cimento e agregados. A dosagem e o grau de adensamento influenciarão assim a condutibilidade em alguma medida. A condutibilidade do concreto é conhecida geralmente por diminuir com a temperatura crescente, através da perda de água absorvida e a desidratação da pasta de cimento. Uma face de concreto exposta a temperatura suficientemente alta sofrerá estas mudanças e efetivamente produzirá uma camada isolante de baixa condutibilidade térmica, a qual atua como um material refratário e reduz o ingresso de calor;

- Propriedades térmicas como a expansão são importantes para a performance ao fogo de estruturas de concreto em dois casos:

- 1º) a expansão de barras pode induzir tensões capazes de flambar peças armadas sob altas temperaturas;

- 2º) diferenças na expansão térmica da pasta e dos agregados podem produzir tensões no concreto, que a temperaturas suficientemente altas, podem induzir fissuração no interior da pasta e em torno do agregado. Esta fissuração adicional acentua o efeito refratário da camada danificada (o ar contido na fissura aberta será de condutibilidade térmica mais baixa que o concreto).

Riley constatou também que a resposta do concreto ao ataque por fogo é tal que a penetração de calor é reduzida pela produção de camadas superficiais de baixa condutividade térmica; a perda de eficiência neste processo não é bem explicada. A consequência da baixa condutividade superficial é a criação de altos gradientes de temperatura entre a face exposta e o interior do concreto. Este perfil de aquecimento é acompanhado por certas características físicas induzidas no concreto pelo ataque do fogo.

Terro e Hamoush (1997), estudando concretos confinados concluíram por uma melhora na resistência residual à compressão, acima de 30%, e na ductilidade de concreto em elevadas temperaturas. Para concreto simples em temperaturas elevadas, Ehm, Schneider e Kordina (1986) conduziram um estudo experimental sobre as tensões de compressão biaxial em um concreto em placa quadrada acima de 1000 °C, sob carregamento. Um aumento em torno de 34% na resistência, em relação à uniaxial, em elevada temperatura, foi registrado.

Asch e Moosecker (1979) realizaram testes experimentais em concreto sob condições de carregamento triaxial em elevadas temperaturas. Houve crescimento de 30% sobre o uniaxial.

Para concretos confinados em temperatura ambiente, Mander, Priestly e R. Park (1998) ensaiando colunas (circular, quadrada e retangular) sob carregamento axial e vínculos de aço, encontraram aumento entre 34 e 74% sobre os não confinados.

Para Saad, Abo-El-Enein, Hanna e Kotkata (1996), a fase hidróxido de cálcio é aproximadamente estável para o concreto ($A/C = 0,40$) tratado a 105, 200, e 400°C; em seguida sua estabilidade decresce enquanto a temperatura cresce até 600°C, devido à decomposição do $Ca(OH)_2$ na faixa de temperatura entre 450 - 550°C. Concluíram também que:

- (a) O tratamento térmico de concreto com $A/C = 0,40$, de 400 a 600°C leva a uma quase completa decomposição dos principais hidratos e com aparência de severa microfissuração;
- (b) A fase carbonato de cálcio ($CaCO_3$) começa a se decompor de 600°C para cima;
- (c) A adição de microssílica ao concreto ordinário leva ao consumo de $Ca(OH)_2$ obtida durante a hidratação do cimento, como um resultado da interação com a sílica ativa formam-se fases C-S-H;
- (d) Amostras de concreto contendo 10% de fumo de sílica são estáveis para tratamento térmico acima de 300°C;
- (e) A inclusão de fumo de sílica a razão de 20 e 30% leva ao aparecimento de microfissuras após tratamento térmico a 105°C e estas foram posteriormente aumentadas com a elevação de temperatura para 600°C;

H. L. Malhotra (1982) comenta algumas propriedades do concreto visando projeto para estruturas resistentes ao calor:

Densidade. A densidade do concreto depende primeiramente da natureza do agregado, e aqueles feitos com agregados densos tem a densidade na faixa de 2 a 2,4 t/m³. Concretos de agregados leves mostram uma grande variação na densidade, podendo ser tão baixa quanto 1,0 t/m³ e pode se aproximar de 1,5 t/m³, com certos materiais. O efeito do aquecimento do concreto é afastar a umidade livre tão logo a temperatura na seção exceda 100°C. O vapor migra através dos capilares para outras superfícies; sobre a face aquecida ele se transformaria em vapor, mas sobre a face fria ele poderia condensar e gotejar. A queda de umidade reduzirá a densidade por um pequeno valor, mas para os propósitos práticos isto pode ser desprezado.

Lascamento. A probabilidade de danos às estruturas de concreto por lascamento existe sob a condição de aquecimento temporário com rápida elevação da temperatura existente através da seção que poderá sofrer danos nos primeiros estágios do incêndio. Três tipos de lascamento são observados na prática :

- a) Separação de agregado, isto é, a ruptura e separação da sílica contida em agregados devido a mudanças físicas na estrutura cristalina em altas temperaturas. Este é um

- fenômeno superficial para concretos densos feitos com rochas com alto teor de sílica. Este efeito sobre a performance estrutural é mínimo e pode ser ignorado;
- b) Lascamento explosivo – grandes ou pequenas peças de concreto são violentamente expelidas da superfície acompanhadas por grande ruído. Isto geralmente ocorre durante a primeira parte da exposição, por exemplo, durante os primeiros 30 minutos de um teste padrão de aquecimento ao fogo. Um bom número de estudos detalhados têm sido executados, mas a natureza precisa deste complexo fenômeno responsável pelo lascamento não é totalmente entendida. Isto é relacionado à natureza do agregado, porosidade do concreto, seu teor de umidade e o nível de tensão à qual o concreto está sujeito. Agregados silicosos, teor de umidade acima de 2% em peso, secção com espessura abaixo de 70mm e variação repentina da secção transversal induzem ao lascamento;
 - c) O lascamento explosivo é uma reação complexa gerada pelo desenvolvimento de altas pressões de vapor nos poros do concreto causando fissuras formadas internamente em plano paralelo à superfície. Sob desfavoráveis condições de tensão camadas do concreto exposto são arrancadas com força explosiva. Tais ocorrências podem causar danos extensivos e reduzir substancialmente a resistência ao fogo de elementos estruturais.
 - d) O terceiro tipo de lascamento conhecido como “esfoliação”, ocorre quando a camada superficial de concreto tenha se tornado fraca após prolongada exposição a altas temperaturas e são incapazes de permanecer na posição vizinha à de desenvolvimento de fissuras, destacando-se. As junções de vigas e colunas são as primeiras a sofrer tais danos; e aquecimentos continuados provocam novas camadas destacáveis. Concretos mais densos (resistentes) são suscetíveis a esse tipo de dano.

As medidas preventivas contra o lascamento são:

- i) Uso de agregados resistentes ao lascamento (calcários e materiais leves)
- ii) Uso de agentes incorporadores de ar
- iii) Eliminação de ângulos e repentinas mudanças na secção transversal
- iv) Inserção de armadura de pele na camada superficial do concreto
- v) Uso de revestimentos capazes de prevenir acentuados gradientes de temperatura através da secção.

Deformações Térmicas:

Trabalho recente de Anderberg , Thellanderson e Schneider mostrou que a deformação térmica total exibida pelo concreto aquecido é composta de quatro componentes:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_c + \varepsilon_{tr}$$

onde

ε_{th} = expansão térmica sofrida pelo concreto descarregado, mas com retração de secagem

ε_{σ} = deformação elástica e plástica causada por cargas externas

ε_c = fissura que é dependente da temperatura / tempo / tensão

ε_{tr} = deformação temporária causada por aquecimento sob carga e devido a alteração química da pasta.

Medidas efetuadas em corpos de prova descarregados mostram somente ε_{th} . Tem sido mostrado que a deformação do concreto é dependente de fatores tais como o tipo de agregado, taxa de aquecimento e o nível das forças aplicadas.

Resistência:

Como o concreto é empregado em estruturas com a função primeira de resistir às tensões de compressão, muito interesse tem sido demonstrado no efeito das altas temperaturas sobre sua resistência à compressão. Os resultados obtidos em alguns estudos tem sido comparados. Eventuais diferenças entre os dados obtidos para concretos normalmente densos são devidas primeiramente às técnicas experimentais e também aos materiais disponíveis nas diversas regiões. Estes experimentos foram conduzidos por aquecimento das amostras descarregadas. Mantida estabilizada a temperatura, os corpos de prova eram levados à ruptura. Considerando que isto não representaria uma condição prática, testes com um pré-carregamento de 20% da carga de ruptura, durante o período do aquecimento, foram conduzidos pelo autor. Isto resultou em menor queda na resistência para temperaturas correspondentes. “*possivelmente devido à reduzida deformação e formação de fissuras*” diz Malhotra. Um similar resultado foi obtido por Abrams (1971) em concreto com agregados leves, embora a taxa de queda de resistência seja consideravelmente menor com material de pequena densidade. A resistência do concreto é ainda reduzida durante a fase de resfriamento e a resistência residual pode cair até 50% em relação à resistência a quente

2.6 Trabalhos recentes de investigação de danos de incêndio no Brasil

Vieira e Ishikawa (2000) realizaram uma avaliação de danos provocados por incêndio no Viaduto Alcântara Machado em São Paulo. O trabalho envolveu ensaios de determinação da resistência à compressão, de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e análise termodiferencial e termogravimétrica de corpos de prova extraídos das vigas e pilares visando a determinação da profundidade da degradação do concreto em decorrência da ação do fogo. A temperatura máxima a que o concreto esteve submetido foi estimada pelas análises térmicas executadas. Os resultados obtidos permitiram estabelecer um programa de recuperação, já em andamento. As principais conclusões foram que os danos provocados pelo fogo na pasta de cimento hidratada atingiram profundidades em torno de 11 cm na viga e 15 cm nos pilares e que a temperatura do fogo não deve ter sido superior a 450°C, já que a portlandita [$Ca(OH)_2$], um composto que se decompõe entre 460°C e 470°C, foi identificada em todas as amostras.

Battista, R.C., Batista, E.M. e Carvalho, E.M.L.(2000) realizaram uma avaliação dos danos estruturais causados pelo incêndio no prédio do aeroporto Santos Dumont. no Rio de Janeiro. Entre outras tarefas, o trabalho realizado pelos engenheiros da COPPE/UFRJ incluiu: tomar decisões sobre as medidas emergenciais necessárias para estabilizar os componentes estruturais danificados, definir número e locação para a retirada de corpos de prova dos materiais (concreto e aço) para serem ensaiados, estabelecer especificações dos ensaios, mapeamento e classificação dos danos e também, definir as etapas para demolir as partes estruturais condenadas. Concluindo, após análises, que, mesmo tendo as armaduras atingido temperaturas da ordem de 800°C, e mesmo superiores, em

algumas regiões do prédio, o aço permaneceu com propriedades mecânicas compatíveis com as de um aço dúctil, após resfriamento, com patamar de escoamento definido: o valor médio da tensão de escoamento foi igual a 295 MPa, com o desvio padrão de 31 MPa e valor característico de 244 MPa. Quanto ao concreto, foram analisadas 202 amostras (extraídas com diâmetro de 10 cm). O resultado final apresentou um valor médio de 17 MPa para a resistência à compressão, desvio padrão de 4,5 MPa e valor característico de 9,9 MPa.

CAPÍTULO 3

3 MONTAGEM DO ENSAIO

3.1 Ensaio Padrão

A necessidade de se realizar ensaios em laboratórios, que possibilitassem uma comparação mais perfeita dos diversos materiais estruturais quanto à sua capacidade de suportar a ação do fogo, levou os pesquisadores a criarem um incêndio teórico cuja curva de variação de temperatura em função do tempo fosse perfeitamente definida. Essa padronização, que permite a mesma simulação de incêndio em qualquer país, é reconhecida e aceita internacionalmente através da aplicação da curva padrão convencionada pela International Standard Organization e definida na norma ISO 834.

Uma condição fundamental adotada para a realização desta pesquisa seria que o aquecimento dos corpos de prova seguisse o programa térmico padrão, ou seja, a curva “temperatura-tempo” cuja expressão matemática é a seguinte:

$$T - T_0 = 345 \log_{10}(8t + 1)$$

onde: T = temperatura do forno em °C no instante “t”;

T₀ = temperatura inicial do forno em °C , (10°C ≤ T₀ ≤ 40°C);

t = tempo em minutos a contar do início do ensaio.

Alguns valores da curva padrão ISO 834, com as respectivas e tolerâncias, são apresentados na Tabela 05:

Tabela 05 – Curva padrão e tolerâncias

Tempo (min.)	Temperatura °C		
	Mínimo	Padrão	Máximo
0	20.	20.	20.
1	299.8	349.2	398.6
2	380.8	444.5	508.1
3	429.9	502.2	574.6
4	465.3	543.8	622.4
5	492.9	576.4	659.8
6	515.6	603.1	690.5
7	534.9	625.7	716.6
8	551.6	645.4	739.2
10	579.6	678.4	777.1
12	671.1	705.4	773.9
14	692.8	728.3	799.1
15	702.6	738.5	810.4
16	711.7	748.1	820.9
18	728.3	765.6	840.2
20	743.2	781.3	857.4
22	756.7	795.5	873.1
23	763.0	802.1	880.3

A representação gráfica da curva padrão até os 800 °C é mostrada na Figura 6,

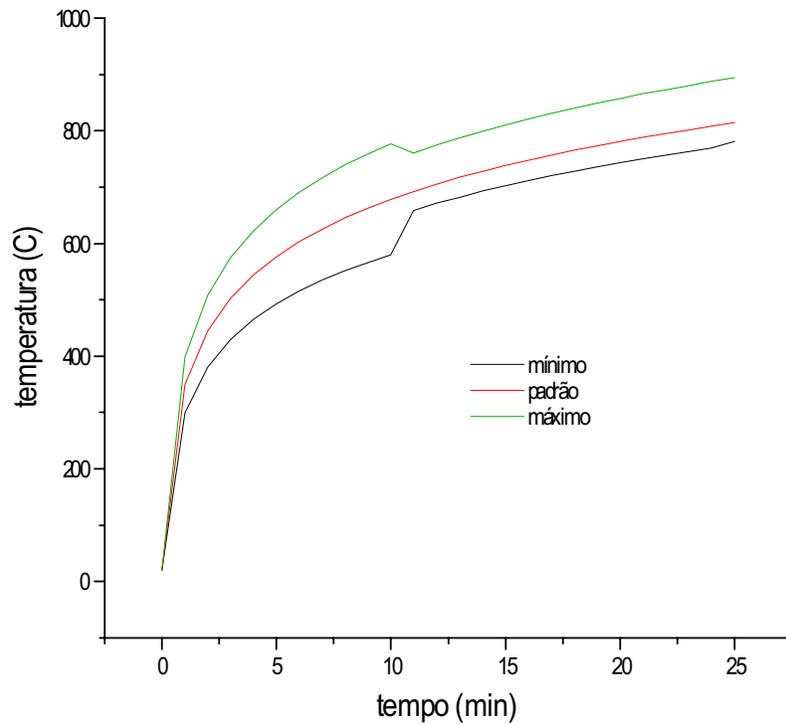


Figura 6 - curva tempo-temperatura e tolerâncias

3.2 Forno

Para cumprir a exigência da norma no tocante ao tratamento térmico padrão foi projetado o forno mostrado pelas figuras 7 e 8. É um forno cilíndrico com dimensões adequadas ao planejamento da pesquisa.



Figura 7 – forno utilizado

Para se atingir a taxa de aquecimento exigida, ou seja, 349 °C em 1 minuto, 444 °C em 2 minutos, 502 °C em 3 minutos, etc, o combustível adotado deveria ter alto poder calorífico e não poderia ser no estado sólido. Na forma gasosa, o GLP, apesar de facilmente disponível, apresentaria maiores dificuldades para se conseguir a taxa de aquecimento necessária ao ensaio



Figura 8 – Bico atomizador do forno

Quanto aos combustíveis na forma líquida, algumas opções são apresentadas no quadro abaixo: (Claret, 1998)

Tabela 06 – Poder calorífico de combustíveis

Combustível	Poder Calorífico (MJ/Kg)
Gasolina	44
Óleo Diesel	41
Metanol	20
Óleo BPF	39
Querozene	29
Derivados de Álcool	36

Como se vê, entre os ilustrados acima, a gasolina é o produto de maior poder calorífico, mas como é altamente inflamável, sua utilização seria por demais perigosa e desaconselhável. O óleo diesel comum, pela sua disponibilidade e temperatura de combustão, foi o escolhido. Para uma combustão mais efetiva, o conjunto possui um bico “atomizador” alimentado por uma ventoinha acionada por motor elétrico de 10cv de potência. Ver Figura 9.

3.2.1 Funcionamento do Forno

3.2.1.1 Ligação

Um aspecto relevante sobre o funcionamento do forno, que precisa ser aqui registrado, diz respeito à sua ligação e entrada em operação. Em primeiro lugar, o forno é tradicionalmente “ligado” através de uma centelha oriunda de estopa acesa, embebida de combustível, previamente lançada dentro do mesmo. Ocorre que, estando o ambiente ainda frio, e enquanto estiver abaixo de 200°C, as gotículas de óleo diesel, ou não entram em combustão, ou o fazem em movimentos bruscos, como que aos soluços, pulsando fortemente, parecendo explosões. A solução preconizada para resolver o problema consistia em introduzir um tijolo refratário, previamente aquecido ao rubro, que, colocado na entrada do forno, iria promover o necessário pré-aquecimento do jato de ar e óleo para a combustão. Restava ainda outro problema, como colocar o tijolo quente no fundo do forno quando este estivesse carregado?. Visando racionalizar os procedimentos para melhorar tal solução, passou-se à colocação prévia do tijolo em sua posição, fazendo-se o seu aquecimento por meio de um maçarico “lança chamas” a GLP, conforme Figuras 10 e 11.



Figura 10 – Maçarico “lança chamas”



Figura 11 – Pré-aquecimento do refratário

Por medida de segurança, o cilindro de GLP do lança chamas foi instalado na parte externa do galpão, ou seja, fora da sala do forno.

Após as experiências iniciais, ficou assim o sistema de ligação do forno, já carregado:

- Aquecimento, por lança chamas, do bloco de refratário colocado previamente no fundo do forno e de toda a região próxima, como à de entrada do óleo diesel, até que a temperatura dos gases no interior do mesmo tivesse superado 250°C; esta operação teve uma duração de oito minutos, aproximadamente,
- Retirada do maçarico e lançamento da estopa centelha,
- Ligação do sistema ar-diesel e início da combustão.

O forno só atingia estabilidade operacional em temperatura ao redor dos 290°C, próxima, portanto, ao ponto de fulgor do óleo diesel.

3.2.1.2 Vazão de Óleo

Para se conseguir atingir os valores da curva padrão e o bom controle da taxa de aquecimento, seria fundamental conhecer, a cada instante, a vazão de óleo no bico atomizador e ter-se a capacidade de operar com precisão a regulagem da mesma durante a realização dos ensaios. Para tanto, foi construído o piezômetro da Figura 12; em tubo de cobre, com diâmetro interno de 4mm e 60 cm de comprimento.

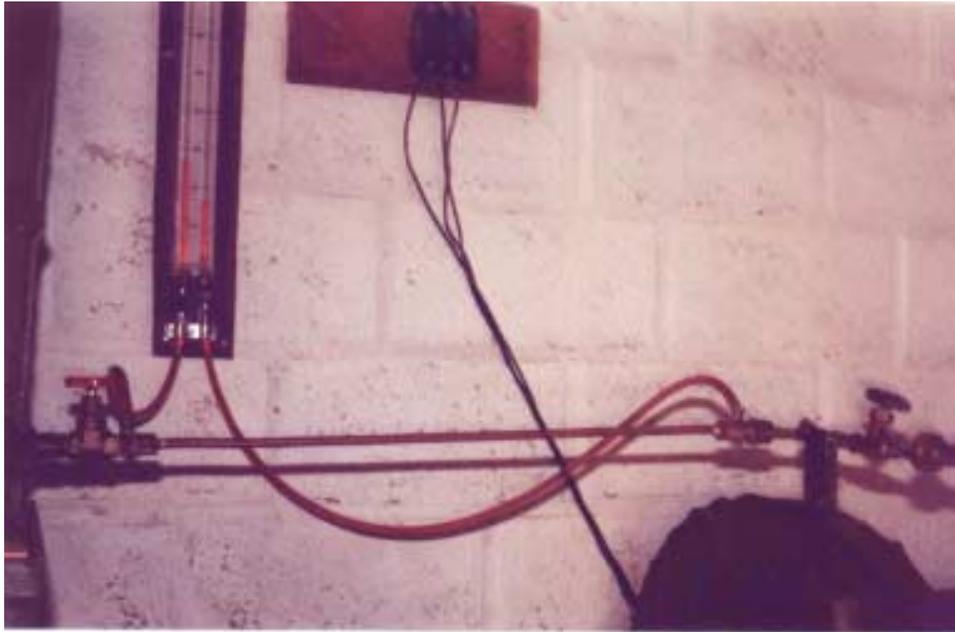


Figura 12 – Piezômetro para controle da vazão de óleo diesel

Com o depósito de óleo diesel colocado [e depois mantido o óleo em nível constante] a 1,30m acima do nível de saída do bico atomizador obteve-se a medida de vazão, em cm³ por minuto, com o piezômetro; dada na Figura 13.

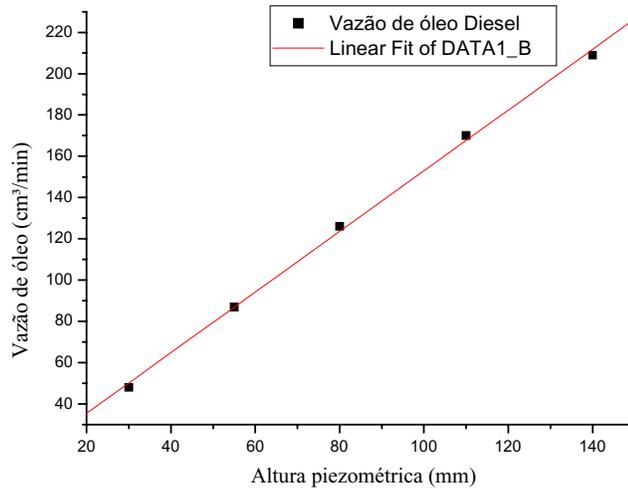


Figura 13– Vazão de diesel x altura piezométrica (h)

A vazão é : $5,96372 + 1,47032 h$ (cm³/min) $R = 0,99929$

3.2.1.3 Capacidade de Aquecimento

Visando atender a exigência de norma, foi testada a capacidade de aquecimento do forno para diversas situações. Ver Figura 14 que compara curvas de 85 e 96mm de altura piezométrica com a curva padrão:

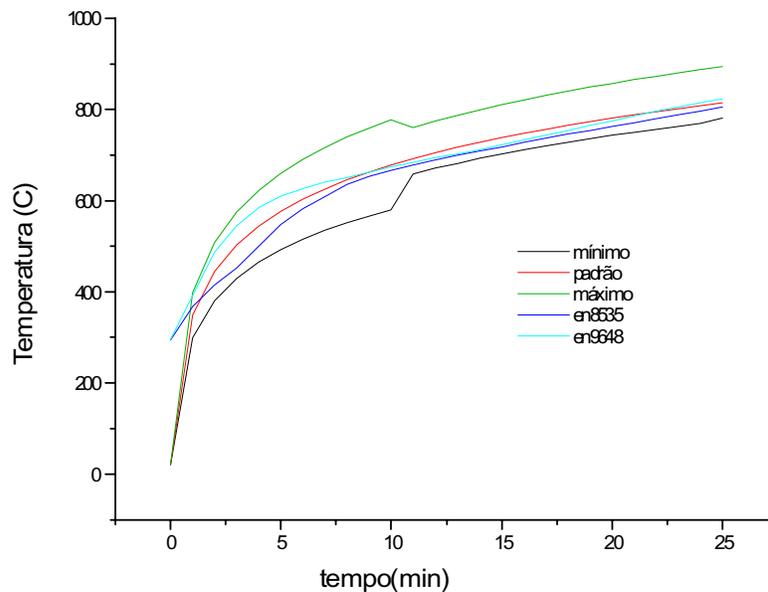


Figura 14 – Curvas de aquecimento x Curva padrão

As principais variáveis intervenientes no processo eram, além da vazão de óleo, a vazão de ar e a abertura na tampa do forno. De imediato, viu-se que o forno não funcionaria inteiramente fechado, então ficou estipulado que a abertura radial deveria ser de aproximadamente 10 cm, lembrando-se que o furo superior e a tampa são circulares; com relação ao ar, observou-se que, desde um mínimo necessário para a oxigenação da combustão, qualquer excesso forçava um fluxo maior de ar quente saindo do forno, o que provocava uma queda na taxa de aquecimento dos gases internos; por isso, logrou-se fixar a abertura de ar em 35mm, que era suficiente. Várias experiências foram realizadas, medindo-se o aquecimento para cada vazão de óleo. De antemão, vale lembrar que, com o pré-aquecimento necessário para a ligação do forno, observou-se que, vazões de óleo superiores a 90mm de altura piezométrica, eram capazes de superar a curva padrão, principalmente nos minutos iniciais quando a taxa de aquecimento padrão é muito alta.

Nos testes iniciais, para tempos superiores a 10 minutos após a ligação do forno, quando a taxa de aquecimento entra em ritmo constante, vazões relativas a 55, 70, 85, 96, 120 e 190mm foram verificadas, e, ao final, a correlação linear entre a taxa de aquecimento e as vazões de óleo, estas representadas pelas alturas piezométricas, foi determinada. A reta da Figura 15 , $Y = - 5,311 + 0,163 h$ representa a capacidade de aquecimento do forno para cada altura piezométrica em mm, para temperaturas até 1.100°C.

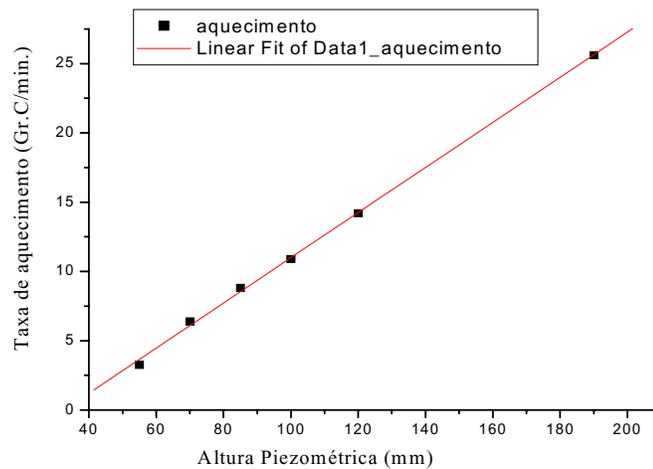


Figura 15 – Taxa de aquecimento x altura piezométrica

3.2.1.3 Disposição dos Corpos de Prova no Forno

Conforme se pode ver na Figura 9, a zona de queima do combustível se encontra no fundo do forno, o que claramente sugeriria a elevação dos corpos de prova, tirando-os do contato mais direto com as chamas e propiciando melhor circulação do fluxo de calor. A solução adotada foi colocar uma chapa perfurada como mesa para sustentar os corpos de prova. Os pés da mesa eram formados por 6 pilaretes cilíndricos de concreto refratário com diâmetro de 100mm e altura de 200mm. Testes preliminares indicaram

que uma chapa perfurada de aço com $\frac{1}{4}$ " de espessura, com 40,5% de área vazada, suportaria o calor de serviço. É fato que, no ensaio de 800°C, a chapa estava chegando à sua temperatura limite. Os 12 corpos de prova previstos para o carregamento do forno ficavam, então, distribuídos da forma mais dispersa possível sobre a chapa de aço, sendo 9 em círculo externo e 3 no interior. Conforme pode ser visto na Figura 16, havia uma folga externa de 2,5 cm ao longo de toda a circunferência da chapa com a borda do forno.

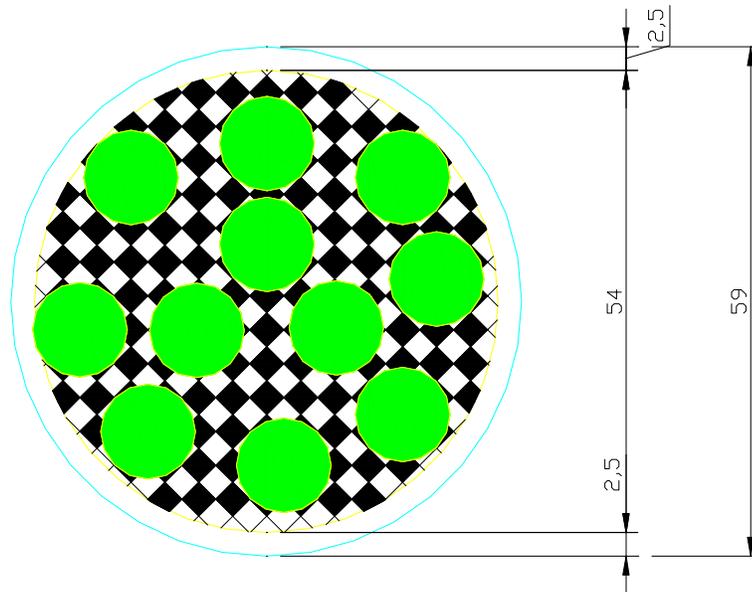


Figura 16 – Disposição dos Corpos de Prova no forno

3.2.1.5 Medidores de Temperatura

Em decorrência das pequenas dimensões internas do forno, volume interno total de 150 dm³, com 59cm de diâmetro e altura livre de 55cm, constatou-se que um medidor eficiente e bem posicionado internamente seria suficiente para medir a temperatura. O termômetro eletrônico digital da Figura 17 foi posicionado sob o teto do forno, sem prejudicar a operação do mesmo, mas muito próximo do topo dos corpos de prova. Sua vareta de 60cm ficava dentro de um tubo suporte de $\frac{3}{4}$ " e sua ponta sensível ficava protegida das chamas dentro de um "joelho" acrescido por uma pequena extensão de 7cm apontada para baixo.



Figura 17 – Termômetro Eletrônico Digital

Para medida à distância, dispunha-se de um termômetro a laser do tipo OS522 para até 870 °C, que, pela dificuldade de posicionamento para leitura com o forno ligado, foi pouco utilizado.

CAPÍTULO 4

4 ESTUDO EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Planejamento da pesquisa

Com base no levantamento bibliográfico efetuado, foi possível constatar a carência de resultados de ensaios provenientes de pesquisas realizadas no Brasil, que abordassem o concreto em altas temperaturas.

Como a verificação experimental é, na opinião geral, fator fundamental para análise, foi elaborado um programa em que fosse pesquisada a resistência residual do concreto submetido a altas temperaturas, em particular corpos de prova que tivessem sofrido aquecimento no ritmo considerado pela ISO como padrão para situações de incêndio. Na pesquisa, seria avaliado o comportamento do concreto em diferentes dosagens, preparado com agregados muito comuns em nossa região e tendo sofrido tratamentos diferentes após o ciclo de aquecimento.

4.1.1 Resistência à compressão axial

Resistência à compressão axial é, sem dúvida alguma, a propriedade mais conhecida dos concretos (Dewar, 1982). Na maioria dos projetos e especificações não é feita referência a qualquer outra propriedade que não esta. Parrot (1992) é enfático ao afirmar que Resistência à compressão axial é a medida geral da qualidade do concreto. Foram empregados corpos de prova cilíndricos com 100mm de diâmetro e 200mm de altura. Em cada traço foram ensaiados 4 exemplares por tratamento, todos capeados com pasta de cimento no início da fase de pega e posteriormente lixados.

A Tabela 07 apresenta uma síntese dos ensaios realizados no concreto endurecido.

Tabela 07 – Resumo dos corpos de prova para o programa experimental

Níveis de Temperatura	Níveis de Resistência	Número de corpos de prova			
		Por tratamento após ciclo térmico			Total
		Residual a Quente	Residual Resfriamento Brusco	Residual Resfriamento Lento	
6	4	4	4	4	288

A seguir, são apresentadas as variáveis consideradas, o processo de dosagem, os materiais e os métodos de ensaio empregados.

4.2 Variáveis consideradas

4.2.1 Variáveis independentes

Na execução do programa experimental foi estabelecido que seriam empregados quatro níveis de resistência característica, iguais a 15, 21, 25 e 35 MPa , que abrangem concretos muito empregados nas obras correntes no Brasil. Todos foram moldados com consistência plástica, medida pelo abatimento do tronco de cone e igual a (70 ± 10) mm.

Foram empregados 6 níveis de temperatura no tratamento térmico padrão, ou seja, 400, 500, 600, 700, 800°C e os concretos de referência, a 20°C.

4.2.2 Variáveis dependentes

As variáveis dependentes são as resistências residuais: a quente, após resfriamento brusco e após resfriamento lento, neste caso, resfriamento natural de 24 horas.

4.2.3 Variáveis intervenientes

A presença de variáveis intervenientes é inerente a qualquer programa experimental. Neste estudo, as variáveis intervenientes são a relação água/cimento, a porosidade, a umidade ou água absorvida, o consumo de cimento e o grau de hidratação.

4.3 Dosagem dos concretos empregados na pesquisa

4.3.1 Justificativa para a escolha do método de dosagem

4.3.1.1 Antecedentes

A elaboração de uma dosagem de concreto pode ser feita com base em diversas metodologias. Com o passar dos anos e aprofundamento do conhecimento, foram incorporados vários parâmetros a serem levados em conta na definição de um traço para determinada aplicação. É importante registrar que os princípios que norteiam os procedimentos de dosagem e proporcionamento do concreto têm como objetivo obter um balanço ponderado entre trabalhabilidade, resistência, durabilidade e economia, sempre visando satisfazer às necessidades da obra relativas ao processo construtivo.

Fazendo uma breve abordagem dos aspectos relevantes de cada um dos requisitos acima, pode-se dizer que a maior complexidade fica por conta da trabalhabilidade. Isto porque, o termo trabalhabilidade representa várias e diversas características do concreto fresco, de difícil avaliação quantitativa. É em relação à trabalhabilidade que certas propriedades desejáveis do concreto são afetadas no sentido desfavorável por uma mudança numa certa variável específica. Um exemplo clássico é o aumento do teor de água de um concreto fresco cujo consumo de cimento esteja mantido; a consistência irá diminuir e a mobilidade aumentará, o que, provavelmente, irá tornar o concreto mais trabalhável, porém a sua resistência efetiva será reduzida para toda água adicionada

desnecessariamente. A trabalhabilidade é uma propriedade composta por dois componentes principais (a consistência, que está associada à mobilidade ou facilidade de fluir, e a coesão, esta associada à resistência à segregação), sendo que ambas tendem a ser afetadas, em sentidos opostos, com relação à água adicionada. Para cada conjunto de materiais, e, para cada tipo de obra, existe um ponto ótimo onde trabalhabilidade e resistência são maximizadas. Encontrar tal ponto exige do tecnologista algo além dos parâmetros puramente técnicos; e justifica afirmativas como a de Mehta e Monteiro (1994) “apesar da dosagem dos concretos ser governada por sólidos princípios técnicos, pode-se dizer, por várias razões aceitáveis, que o processo de dosagem não está inteiramente no campo da ciência”.

Outra propriedade importante é a durabilidade, mas, geralmente, assume-se que, sob condições normais de exposição e desde que a resistência seja atendida, a durabilidade resultante será satisfatória. Naturalmente, sob condições severas, tais como atmosfera marinha, em meios ácidos industriais ou urbanos, ou exposição a águas com sulfatos, o proporcionamento dos concretos deverá merecer atenção especial quanto ao tipo de cimento e relação A/C a ser adotada.

Quanto a custos, uma consideração óbvia é a de que os materiais constituintes devem ser escolhidos entre os tecnicamente aceitáveis e, ao mesmo tempo, economicamente atrativos. No entanto, a consideração chave que comanda a maioria dos princípios que regem os procedimentos de proporcionamento dos materiais constituintes do concreto é reconhecer que cimento custa muito mais que agregado; assim, é ponto pacífico que um processo de dosagem adequadamente conduzido será aquele que apresentar um menor consumo de cimento para se atingir o nível de qualidade desejado.

4.3.1.2 Como obter a relação ótima entre pedra e areia

A literatura é rica em apresentação dos diversos métodos de dosagem, mas não existe um consenso geral sobre qual deles seria o melhor. O importante, contudo, é que, para cada conjunto de materiais, seja descoberta a relação ótima entre pedra e areia. Como relação ótima entende-se aquela mistura que, apresentando a menor porcentagem de vazios, será a mais econômica, pois irá requerer a menor quantidade de pasta para seu preenchimento; assim também estaria sendo adotado o teor ideal de argamassa. Neste mister, é interessante considerar as conclusões de O'Reilly para as situações em que o agregado graúdo possui forma inadequada de grãos, ou seja, grãos em que a maior dimensão supera em quatro vezes, ou mais, a menor dimensão (situação em que as curvas granulométricas, adotadas em extenso número de métodos de dosagem, não funcionam a contento), são elas:

- a) Após exaustivas pesquisas, ao usar pedra de grãos inadequados do ponto de vista de sua forma, em quantidade de 16 até 31% do peso total do lote (conservando constantes a trabalhabilidade, a energia de adensamento e o consumo de cimento), ficou comprovado que a influência decisiva na resistência não é dada pela granulometria, mas sim pelas características das formas dos grãos da pedra;
- b) Ao utilizar agregados graúdos com uma quantidade excessiva de grãos inadequados (tipo lâmina ou agulha), não é possível utilizar os métodos clássicos granulométricos

para a determinação da proporção ótima entre pedra e areia, porque estas conduzem, na maioria dos casos, a resultados completamente diferentes dos experimentais;

4.3.2 Dosagem pelo método O'Reilly (modificado)

Concordando como inteiramente válidas as conclusões acima, e considerando, ainda, que o processo de obtenção experimental da referida relação ótima entre pedra e areia é válido independentemente do formato geométrico dos grãos do agregado envolvido, foi escolhido o processo de dosagem proposto por O'Reilly. Outro ponto de seu processo que reforça a opção, diz respeito à inclusão que o mesmo faz da influência exercida, na resistência do concreto, pela sua consistência, esta medida pelo abatimento do tronco de cone, quando se tratar de concretos plásticos, ou pelo consistômetro Vebe para concretos de consistência seca. O processo será adotado, mas com oportunas modificações, principalmente, no campo da racionalização de procedimentos, o que, sem dúvida, o tornam ainda mais eficiente.

4.3.2.1 Materiais Empregados

Utilizando os materiais cujas características são detalhadas no anexo I e objetivando reproduzir com boa fidelidade o concreto mais comumente empregado nas estruturas prediais da capital mineira, foi empregada uma brita nº1 de calcário calcítico, com DMC de 25mm e Módulo de Finura (MF) 7,05; além de uma areia lavada de Módulo de Finura 2,68 juntamente com o cimento CP II-E-32.

4.3.2.2 Resistências Características

Para ampliar a representatividade da amostragem e a abrangência estatística, foram escolhidos os traços com Resistências Características (f_{ck}) de 15 ; 21 ; 25 e 35MPa. Os três primeiros no nível mais comum, e o de 35 Mpa para um nível mais alto. Ainda como critério adotado para a dosagem, foi considerado um desvio-padrão único de 4,0 MPa. Assim, as resistências de dosagem ($f_{c,j} = f_{ck} + 1,65Sd$) foram de : 21,6 ; 27,6 ; 31,6 e 41,6 MPa, respectivamente.

Em tempo: A adequação na escolha de qualquer material para a produção de bens duráveis passa pelo seu nível de qualidade, cujo desempenho deve estar em condições de apresentar um máximo retorno sócio-econômico para toda a comunidade envolvida. Nesse mister, é forçoso registrar aqui, que, se tais níveis de resistência, bastante baixos, já foram adequados à construção predial, hoje não mais o seriam. Pelo nível de desenvolvimento tecnológico alcançado, tanto no projeto estrutural quanto na fabricação de materiais, o concreto mais adequado deveria ter, pelo menos, 50 MPa de resistência característica, obviamente com a construção incorporando, de forma integral, todo o benefício que esta nova tecnologia pudesse propiciar.

4.3.2.3 Determinação da relação ótima entre pedra e areia (menor índice de vazios)

4.3.2.3.1 Sequência indicada

A porcentagem mínima de vazios no processo O'Reilly é obtida ensaiando-se algumas misturas prévias areia/pedra. Para cada mistura obtém-se a MUC_m, ou seja, Massa Unitária Compactada da mistura pela expressão abaixo:

$$MUC_m = \frac{\text{Massa total compactada da mistura}}{\text{Volume total aparente da mesma}}$$

cada uma das misturas acima possuirá um valor de massa específica absoluta, conforme a média ponderada pelas respectivas proporções:

$$(\gamma_m)_i = \frac{\gamma_a (\%a)_i + \gamma_p (\%p)_i}{100},$$

onde

$(\gamma_m)_i$ = Massa específica da mistura "i", que possui % de vazios = 0%

γ_a e γ_p = Massas específicas da areia e da pedra (previamente obtidas)

$(\%a)_i$ = porcentagem de areia na mistura "i"

$(\%p)_i$ = porcentagem de pedra na mistura "i"

A porcentagem de vazios na mistura será:

$$(\%vazios)_i = \frac{\gamma_{mi} - MUC_{m\ i}}{\gamma_{mi}} \times 100$$

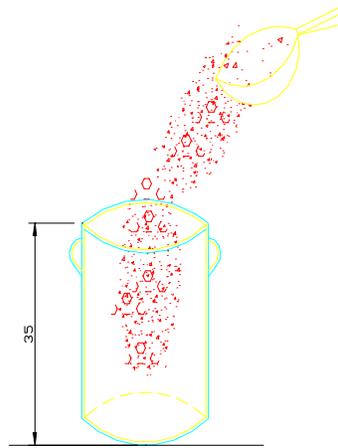
Para obter a mínima porcentagem de vazios nos agregados estudados, foram feitas algumas adaptações, conforme é mostrado nas Figuras 18 e 19.

A Figura 19, apresentada na próxima página, detalha o esquema criado para se obter as massas unitárias compactadas das misturas (MUC_m).

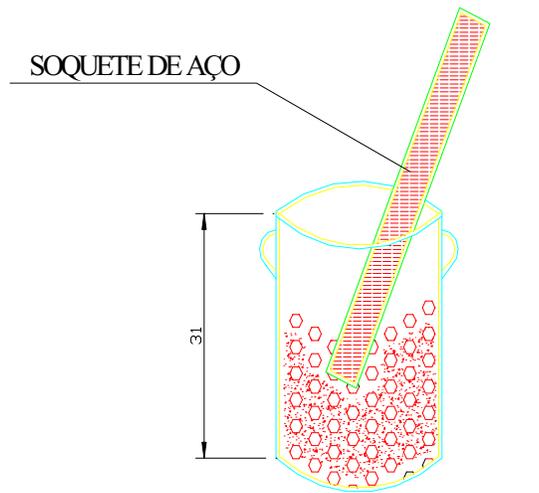
Observações:

- Como se verá na Figura 19, com a adaptação, a energia de compactação não influirá no resultado porque o volume total a ser preenchido pela mistura é mantido constante (a tela é sempre fixada numa posição única); a mesa vibratória é muito mais eficiente que o sistema através de soquete manual, e, após um mínimo de três medições experimentais intermediárias, por um processo de regressão, obter-se-á a verdadeira relação ótima entre aqueles agregados ensaiados;
- foi utilizado um recipiente cilíndrico com 16,80 dm³ de capacidade

PROCESSO O'REILLY

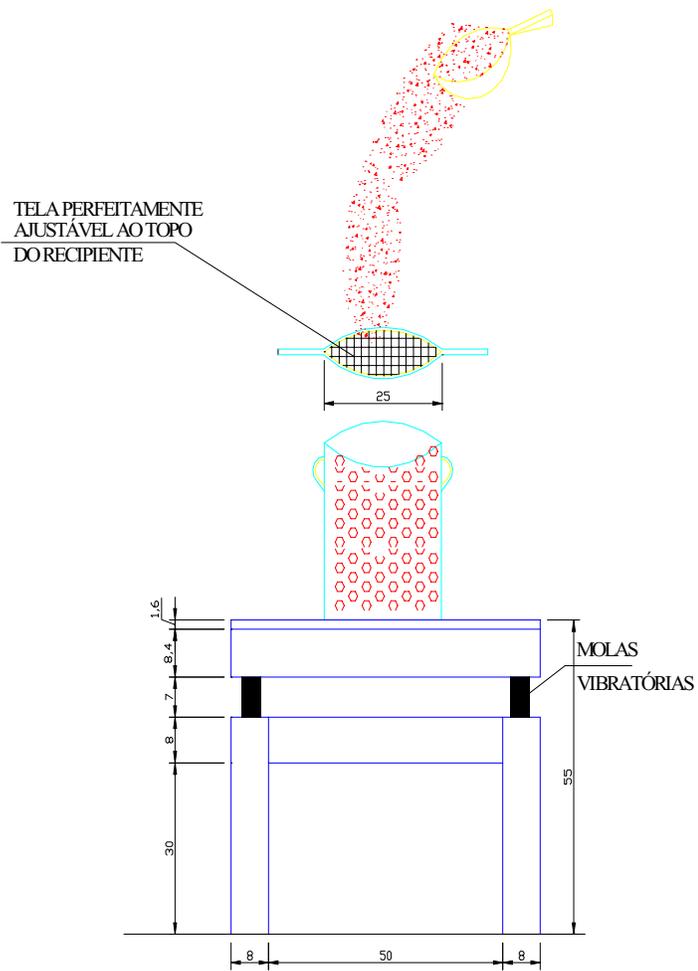


PRÉ-MISTURAS



COMPACTAÇÃO MANUAL

Figura 18 – Daterminação da MUCm por O'Reilly



COMPACTAÇÃO MECÂNICA

Figura 19 – Determinação da MUCm pelo LMC/DECIV

4.3.2.3.2 Experiências realizadas:

1ª Medição

“brita compactada a \cong 3 cm da tela ”

Massa de brita = 22,90 kg \longrightarrow 63,2%
Massa de areia = 13,30 “ \longrightarrow 36,8%
Total = 36,20 ” \longrightarrow MUCm = 2,155 kg /dm³

$$\gamma_{mistura} = 2,679 \text{ kg} / \text{dm}^3$$

% Vazios = 19,57 %

2ª Medição

“brita compactada a \cong 1 cm da tela”

Massa de brita = 24,60 kg \longrightarrow 68,0%
Massa de areia = 11,60 “ \longrightarrow 32,0%
Total = 36,20 ” \longrightarrow MUCm = 2,155 kg /dm³

$$\gamma_{mistura} = 2,683 \text{ kg} / \text{dm}^3$$

% Vazios = 19,68 %

3ª Medição

“brita no estado solto enchendo o recipiente”

Massa de brita = 24,10 kg \longrightarrow 65,5%
Massa de areia = 12,70 “ \longrightarrow 34,5%
Total = 36,80 ” \longrightarrow MUCm = 2,190 kg /dm³

$$\gamma_{mistura} = 2,681 \text{ kg} / \text{dm}^3$$

% Vazios = 18,32 %

4ª Medição

Massa de brita = 24,20 kg \longrightarrow 65,94%
Massa de areia = 12,50 “ \longrightarrow 34,06%
Total = 36,70 ” \longrightarrow MUCm = 2,185 kg /dm³

$$\gamma_{mistura} = 2,681 \text{ kg} / \text{dm}^3$$

% Vazios = 18,52 %

5ª Medição

Massa de brita = 23,90 kg \longrightarrow 65,10%
Massa de areia = 12,80 “ \longrightarrow 34,90%
Total = 36,70 ” \longrightarrow MUCm = 2,184 kg /dm³

$$\gamma_{mistura} = 2,681 \text{ kg} / \text{dm}^3$$

% Vazios = 18,54 %

4.3.2.3.3 Relação ótima pedra/areia adotada

Conforme os resultados mostrados na Figura 20, a mistura que apresenta a menor porcentagem de vazios contém 65,5% de brita calcária e 34,5% de areia.

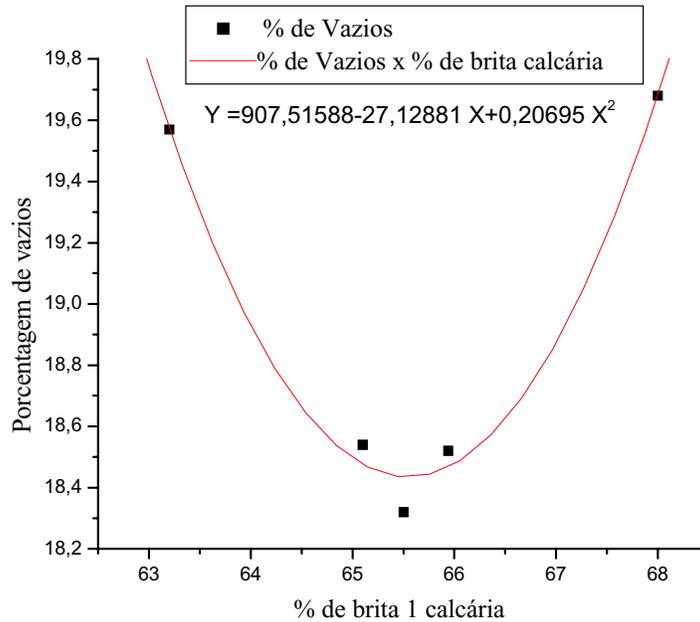


Figura 20 – % de vazios x % de brita calcária

4.3.2.4 Determinação do teor de água/materiais secos (A%)

Para buscar a equação de correlação teor de água x materiais secos, característica dos materiais estudados para consistência plástica, foram ensaiados 11 traços diferentes, desde o traço 1:2 até 1:7,5. A amostra de areia testada tinha MF = 2,68 e a brita calcária, MF = 7,05. Todas as misturas tiveram seu Módulo de Finura calculado e apresentaram consistência plástica, com o abatimento do tronco de cone (Slump Test) variando desde 55mm até 92mm. A Tabela 08, apresenta os dados e resultados relevantes sobre a investigação:

Tabela 08 – Teor de Água / Materiais secos (A%)

Módulo de Finura	Traço Total	Traço Unitário (em massa)	Teor de Argamassa	Slump (mm)	Teor de água (A%)
3,67	1 : 2	1: 0,70: 1,30: 0,325	56,67	90	10,82
3,97	1:2,5	1: 0,86: 1,64: 0,337	53,14	70	9,63
4,13	1 : 3	1: 1,05: 1,95: 0,375	51,25	85	9,32
4,19	1:3,4	1: 1,27: 2,13: 0,406	51,59	85	9,24
4,39	1:3,8	1: 1,31: 2,49: 0,438	48,09	80	9,12
4,41	1: 4	1: 1,40: 2,60: 0,467	48,00	80	9,10
4,45	1:4,5	1: 1,66: 2,84: 0,490	48,35	70	8,91
4,59	1: 5	1: 1,75: 3,25: 0,474	45,83	90	8,62
4,72	1: 6	1: 2,10: 3,90: 0,549	44,28	70	8,39
4,82	1: 7	1: 2,45: 4,55: 0,680	43,12	55	8,29
4,88	1:7,5	1: 2,61: 4,89: 0,697	42,44	65	8,20

Aplicando-se regressão exponencial aos dados de módulo de finura da mistura (MF_m) e teor de água (A%), obteve-se, conforme Figura 21, a seguinte expressão:

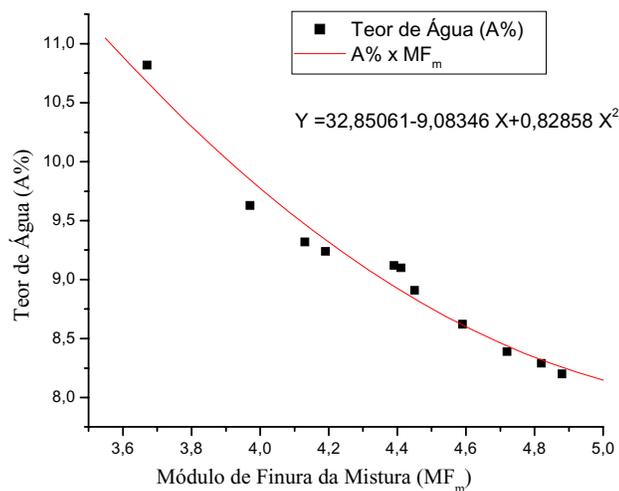


Fig. 21 – Teor de água (A%) x Módulo de Finura da mistura

$$A\% = 32,85061 - 9,08346MF_m + 0,82858MF_m^2$$

Equação esta que foi aplicada para definição e moldagem dos traços empregados na presente pesquisa.

4.3.2.5 Determinação experimental da característica " A_G " do agregado

Alguns dos traços que serviram de base para a investigação da equação de correlação entre o teor de água ($A\%$) e o módulo de finura da mistura foram moldados e utilizados na determinação da característica " A_G " do agregado. A característica " A_G " fica conhecida pela média dos resultados obtidos empregando-se a fórmula:

$$"A_G" = \frac{f_{c_j}}{R_{c_j} \left(M_1 \log \frac{1}{x} + M_2 \right)}$$

onde,

f_{c_j} = Re sistência à compressão do concreto na idade de j dias.

R_{c_j} = Re sistência à compressão do cimento na idade de j dias. (testado concomi tan temente)

M_1 e M_2 = Valores dependentes da consistência (Slump) de cada traço ensaiado (tabela 10)

x = Re lação água / cimento adotada em cada traço ensaiado.

Na Tabela 09, a seguir, são mostrados os dados e resultados obtidos com esta experimentação.

Tabela 09 - Característica " A_G " do agregado

Traço Total	Resistência média f_{c_j} (MPa)	R_{c_j} (14 dias)	Slump * (mm)	A_G	Característica A_G
1 : 2 : 0,325	32,54	31,54	91	0,479	0,474
1 : 3 : 0,375	30,97	31,54	82	0,478	
1: 4 : 0,467	24,96	31,54	81	0,473	
1: 5 : 0,474	24,55	31,54	92	0,473	
1: 6: 0,549	20,59	31,54	70	0,469	
1: 7 : 0,680	15,14	31,54	55	0,471	

Os valores de M_1 e M_2 , que caracterizam a influência da consistência [mediada pelo abatimento do tronco de cone] na resistência do concreto. Para o cálculo de A_G foram ajustados por interpolação linear, de acordo com a Tabela 10, apresentada abaixo: (O'Reilly, 1987).

Tabela 10 - valores de M 1 e M 2 de O'Reilly

Abatimento (mm)	VALORES DE M 1 e M 2	Abatimento (mm)	VALORES DE M 1 e M 2	Abatimento (mm)	VALORES DE M 1 e M 2
Slump 20	M 1 = 4,5051 M 2 = 0,2848	Slump 70	M 1 = 4,0231 M 2 = 0,3281	Slump 120	M 1 = 3,9011 M 2 = 0,3780
Slump 30	M 1 = 4,4447 M 2 = 0,2930	Slump 80	M 1 = 4,1427 M 2 = 0,3375	Slump 130	M 1 = 3,8407 M 2 = 0,3888
Slump 40	M 1 = 4,3843 M 2 = 0,3014	Slump 90	M 1 = 4,0823 M 2 = 0,3472	Slump 140	M 1 = 3,7803 M 2 = 0,4000
Slump 50	M 1 = 4,3239 M 2 = 0,3101	Slump 100	M 1 = 4,0219 M 2 = 0,3572	Slump 150	M 1 = 3,7199 M 2 = 0,4115
Slump 60	M 1 = 4,2635 M 2 = 0,3189	Slump 110	M 1 = 3,9615 M 2 = 0,3674	Slump 160	M 1 = 3,6595 M 2 = 0,4233

Os traços unitários moldados para a confecção dos corpos de prova seguiram o diagrama de interdependência entre os componentes apresentado na Figura 22.

Diagrama de interdependência na dosagem de um concreto

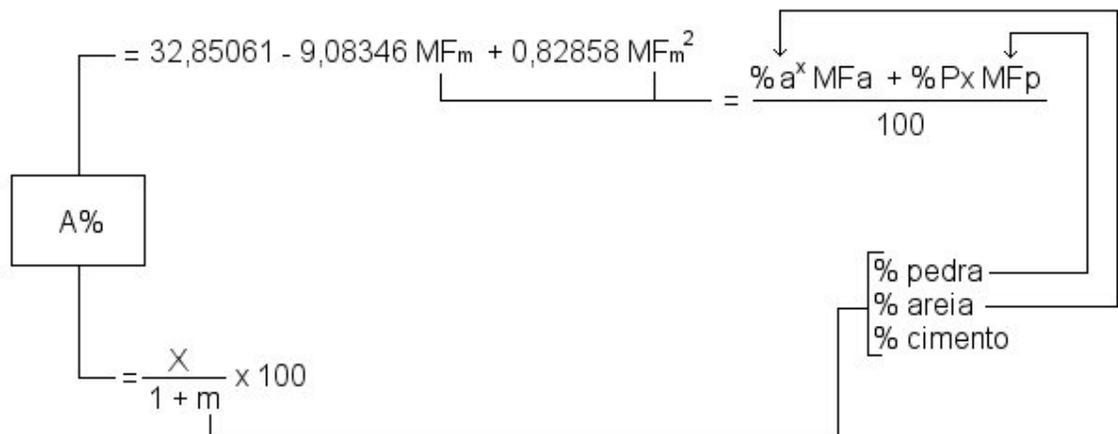


Figura 22 – Diagrama de interdependência dos componentes do traço

4.3.2.6 Relações A/C necessárias para as resistências previstas

Considerando concretos com consistência compatível com Slump 70mm, estão apresentados no quadro abaixo os valores das relações Água/Cimento que atendem cada

resistência especificada (primeira equação do diagrama acima), conforme quadro abaixo:

Tabela 11 - Valores da relação a/c necessários para cada traço.

TRAÇO $f_{c,j}$	A_G	$R_{c,j}$	Slump 70mm		RELAÇÃO A/C x
			M_1	M_2	
21,6	0,474	38,1	4,2031	0,3281	0,620
27,6	0,474	38,1	4,2031	0,3281	0,517
31,6	0,474	38,1	4,2031	0,3281	0,458
41,6	0,474	38,1	4,2031	0,3281	0,338

4.3.2.7 Traços unitários, consumos e preparação dos corpos de prova

Conforme, ainda, o referido diagrama, obtêm-se os valores de \underline{a} e \underline{p} de cada traço pelo processo das tentativas (parte inferior do diagrama). O valor de x que se quer aplicar deve ser compatível com a trabalhabilidade requerida, esta, dada pelo teor de água/materiais secos, o qual está ligado ao módulo de finura da mistura adotada, que, por sua vez, depende dos valores de \underline{a} e \underline{p} . É importante lembrar que a areia e a brita entram sempre nas proporções de 34,5% e 65,5%, respectivamente, que conduzem a um menor índice de vazios, conforme experimentação anterior. Como ilustração, a definição do primeiro traço é apresentada abaixo:

Visando-se um concreto com $x = 0,620$, ter-se-ia numa 1ª tentativa:

Para $m = 6,000$; $a = 34,5\%$ de $6,000 = 2,070$ e $p = 65,5\%$ de $6,000 \therefore p = 3,930$
Assim, $\%Cim = 100/7,000 = 14,286\%$, $\Rightarrow \%a = 29,571\%$ e $\%p = 56,146\%$

O Módulo de Finura será: $MF_m = (29,571 \times 2,68 + 56,146 \times 7,05)/100 = 4,751$

$$A\% = (32,85061 - 9,08346MF_m + 0,82858MF_m^2) \times 4,751 = 8,400 \%$$

$$\therefore x = 8,400(1 + 6)/100 = \mathbf{0,588} < \mathbf{0,620}$$

2ª tentativa:

$p/m = 6,250$; $a = 34,5\%$ de $6,250 = 2,156$ e $p = 65,5\%$ de $6,250 \therefore p = 4,094$
Assim, $\%Cim = 100/7,250 = 13,793\% \Rightarrow \%a = 29,738\%$ e $\%p = 56,469\%$

O Módulo de Finura será: $MF_m = (29,738 \times 2,68 + 56,469 \times 7,05)/100 = 4,778$

$$A\% = (32,85061 - 9,08346MF_m + 0,82858MF_m^2) \times 4,778 = 8,372 \%$$

$$\therefore x = 8,372(1 + 6,25)/100 = \mathbf{0,607} < \mathbf{0,620}$$

3ª tentativa:

$p/m = 6,320$; $a = 34,5\%$ de $6,320 = 2,180$ e $p = 65,5\%$ de $6,320 \therefore p = 4,140$
Assim, $\%Cim = 100/7,32 = 13,661\% \Rightarrow \%a = 29,781\%$ e $\%p = 56,557\%$

O Módulo de Finura será : $MF_m = (29,781 \times 2,68 + 56,557 \times 7,05)/100 = 4,785$

$$A\% = (32,85061 - 9,08346MF_m + 0,82858MF_m^2) \times 4,785 = 8,361 \%$$

$$\therefore x = 8,361 (1 + 6,32)/100 = \mathbf{0,612} < \mathbf{0,620}$$

4ª tentativa:

$p/m = 6,430$; $a = 34,5\%$ de $6,430 = 2,218$ e $p = 65,5\%$ de $6,430 \therefore p = 4,212$
Assim, $\%Cim = 100/7,430 = 13,459\% \Rightarrow \%a = 29,852\%$ e $\%p = 56,689\%$

O Módulo de Finura será : $MF_m = (29,852 \times 2,68 + 56,689 \times 7,05)/100 = 4,797$

$$A\% = (32,85061 - 9,08346MF_m + 0,82858MF_m^2) \times 4,797 = 8,345 \%$$

$$\therefore x = 8,345 (1 + 6,430)/100 = \mathbf{0,620} \quad \mathbf{OK!}$$

O traço unitário a ser adotado seria: : **1 : 2,218 : 4,212 : 0,620**

Montando-se um pequeno programa de computador para facilitar este tipo de ajuste, obtêm-se os demais traços, quais sejam:

$$P/x = 0,517 \Rightarrow m = 5,038 \Rightarrow \text{T.U.: : 1 : 1,738 : 3,300 : 0,517}$$

$$P/x = 0,458 \Rightarrow m = 4,212 \Rightarrow \text{T.U.: : 1 : 1,453 : 2,759 : 0,458}$$

$$P/x = 0,338 \Rightarrow m = 2,354 \Rightarrow \text{T.U.: : 1 : 0,817 : 1,551 : 0,338}$$

Consumo de materiais na moldagem de cada traço

Para a confecção de 288 corpos de prova cilíndricos 100mm x 200mm foram realizadas 12 betonadas de 24 corpos de prova, com 40 dm³ de concreto em cada, sendo pesadas as seguintes quantidades de materiais por betonada e por traço:

Cálculo da Quantidade de Materiais:

Aplicando-se a conhecida expressão (desprezando-se o ar aprisionado):

$$C = \frac{40}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{a}{\gamma_a} + \frac{p}{\gamma_p} + x} \quad ; \quad (1 : a : p : x) \Rightarrow \text{traço unitário adotado}$$

C = consumo de cimento em kg para 40dm³

Obs: O consumo prático poderia ser determinado também pela massa unitária do concreto dividida pelo somatório do traço unitário.

Quantidades por traço para 24 corpos de prova

Traço (15MPa): : 1 : 2,218 : 4,212 : 0,620 ; (298 kg de cimento/m³ de concreto)

Cimento: 11,933 ; areia: 26,467 ; brita 1: 50,261 ; água: 7,398 (kg)

Traço (21MPa) : : 1 : 1,738 : 3,300 : 0,517 ; (366 kg de cimento/m³ de concreto)

Cimento: 14,653 ; areia: 25,467 ; brita 1: 48,355 ; água: 7,576 (kg)

Traço(25MPa): : 1 : 1,453 : 2,759 : 0,458 ; (423 kg de cimento/m³ de concreto)

Cimento: 16,930 ; areia: 24,600 ; brita 1: 46,711 ; água: 7,754 (kg)

Traço(35MPa):: : 1 : 0,817 : 1,551 : 0,338 ; (643 kg de cimento/m³ de concreto)*

Cimento: 25,728 ; areia: 21,020 ; brita 1: 39,904 ; água: 8,696 (kg)

Esse último traço atinge, praticamente, um limite tecnológico (consumo de cimento muito alto); para reduzir o consumo de cimento e melhorar o desempenho geral do aglomerante, seria indicada a adição de sílica ativa; para se conseguir uma relação água/cimento mais baixa seria necessária a inclusão de aditivos fortemente redutores de água, e, assim, vai-se entrando na tecnologia do Concreto de Alto Desempenho.

4.4 Caracterização dos materiais empregados

Conforme mencionado anteriormente, este programa experimental foi realizado empregando-se o cimento CII-E-32 – Campeão da Lafarge, areia lavada e brita calcária (100% calcítica).

No Anexo A são apresentados os métodos de ensaio e resultados dos ensaios realizados nos materiais utilizados. Foram empregadas as normas brasileiras vigentes.

A água foi proveniente da rede pública de abastecimento, não sendo submetida a ensaios.

5 RESULTADOS

5.1 Metodologia empregada na sequência de execução dos ensaios

Para executar os ensaios de aquecimento e de compressão axial, conforme planejado, foi utilizado o seguinte critério:

Ligado o forno, feito o aquecimento e atingida a temperatura prevista em cada ensaio, de acordo com a curva padrão, era dada preferência para os corpos de prova de ruptura a quente e resfriamento brusco. Assim, eram retirados inicialmente dois corpos de prova; um para ruptura a quente e outro para resfriamento brusco por aspersão de água fria [o forno era imediatamente fechado, enquanto se realizavam as operações]; em seguida, igualmente mais dois corpos de prova eram processados; depois mais dois; até que se completavam os 4 rompimentos a quente daquela temperatura. Em seguida, eram rompidos aqueles que haviam sido resfriados e retirados do forno os outros quatro que iriam aguardar rompimento 24 horas após [o que foi chamado de resfriamento lento].

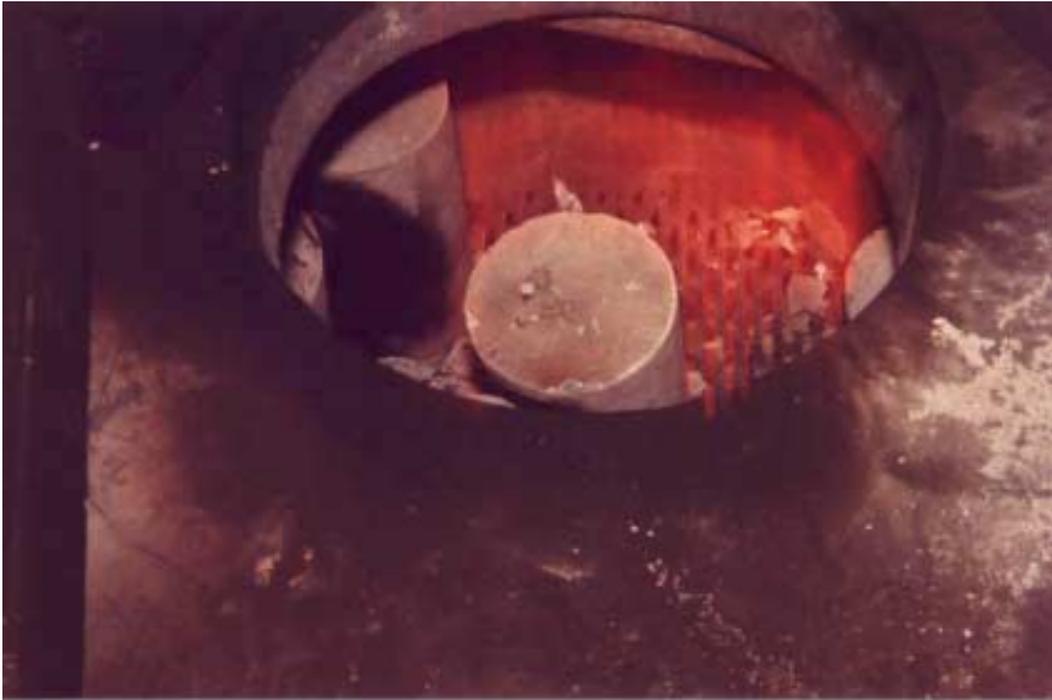


Figura 23 – Corpos de prova no forno aquecido



Figura 24 – Manuseio dos corpos de prova quentes



Figura 25 – Resfriamento brusco dos corpos de prova

5.2 Resistência à compressão para cada traço (valores em kgf)

Tabela 12 – Resultados em kgf para o concreto de 15 MPa

CONCRETO f_{ck} (MPa)	ENSAIO		TEMPERATURAS (°C)				
			400	500	600	700	800
15	RUPTURA A QUENTE		16.200	14.800	12.000	14.400	12.400
			13.200	14.000	11.800	14.200	11.100
			18.000	12.000	13.400	11.400	9.800
			14.800	14.000	15.200	11.200	9.800
	RESFRIAM. BRUSCO		15.400	10.800	12.100	11.600	6.900
			18.000	14.100	10.800	11.900	7.500
			16.400	14.800	12.400	9.400	5.800
			14.800	11.800	13.200	9.500	Danificado
	RESFRIAM. LENTO		17.400	18.400	15.200	12.900	9.200
			20.700	19.200	20.400	13.700	9.800
			Danificado	15.400	17.400	10.800	8.000
			17.200	19.200	14.400	12.400	6.800
	N O R	28 DIAS		18.200			17.850
				17.800			
				17.400			
				18.000			
	M A L	RUPTURA CASADA OU RESERVA TÉCNICA		23.900			21.929
				21.700			
				19.400			
				19.000			
23.400							
20.600							
25.600							

Tabela 13 – Resultados em kgf para o concreto de 21 MPa

CONCRETO: f_{ck} (MPa)		ENSAIO	TEMPERATURAS (°C)				
21			400	500	600	700	800
				RUPTURA A QUENTE	21.000	18.000	17.200
20.400	19.000				14.000	19.000	15.200
16.600	19.200				18.000	15.000	14.400
17.400	17.400				13.600	18.300	17.000
		RESIDUAL RESFRIAMENT O BRUSCO	21.400	21.600	15.000	16.000	12.400
			16.200	18.200	17.700	18.200	10.700
			18.200	16.200	14.800	15.400	10.000
			16.800	15.200	13.800	13.400	10.200
		RESIDUAL RESFRIAM. LENTO	23.800	20.800	17.200	16.600	16.800
			18.600	19.400	16.800	18.800	14.600
			18.400	22.600	20.000	14.200	11.400
			22.200	19.000	19.600	Danificad	13.400
N O R M A L	28 DIAS	22.200			23.175		
		24.000					
23.200							
23.300							
	RUPTURA CASADA OU RESERVA TÉCNICA	27.600			27.640		
		26.800					
		26.200					
		28.400					
		29.200					
		-					

Tabela 14 – Resultados em kgf para o concreto de 25 MPa

CONCRETO: f_{ck} (MPa)		ENSAIO	TEMPERATURAS (°C)					
25			400	500	600	700	800	
				RUPTURA A QUENTE	20.500	20.800	19.200	15.300
23.100	20.500				19.600	15.600	15.900	
16.300	20.000				15.800	17.000	12.000	
19.400	21.200				17.600	15.500	11.500	
RESIDUAL RESFRIAM. BRUSCO				25.500	20.300	21.500	17.200	14.300
				20.400	18.000	17.800	17.600	13.400
				21.200	21.100	17.000	16.100	12.800
				19.600	22.400	16.400	15.600	Danificad
RESIDUAL RESFRIAM. LENTO				26.400	22.300	21.000	23.000	12.500
				26.800	23.500	22.000	21.600	14.000
				24.400	21.200	18.200	19.600	11.200
				21.700	22.600	22.300	17.000	Danificad
N O R M A L	28 DIAS	25.000			25.400			
		26.600						
25.800								
24.200								
	RUPTURA CASADA OU RESERVA TÉCNICA	26.800			28.300			
		28.400						
		30.000						
		28.600						
		28.600						
		27.400						
		-						

Tabela 15 – Resultados em kgf para o concreto de 35 MPa

CONCRETO: f_{ck} (MPa)	ENSAIO		TEMPERATURAS (°C)				
			400	500	600	700	800
35	RUPTURA A QUENTE		28.000	25.200	21.100	23.400	14.800
			24.600	26.400	27.600	21.200	20.800
			22.200	22.600	20.500	19.500	17.400
			21.600	22.400	22.400	18.600	16.300
	RESIDUAL RESFRIAM. BRUSCO		24.200	24.400	26.000	20.800	15.700
			19.600	26.400	22.400	23.000	16.300
			23.600	20.800	19.200	16.800	10.400
			20.400	22.800	22.600	23.000	11.800
	RESIDUAL RESFRIAM. LENTO		33.000	30.600	29.200	20.400	18.800
			29.600	32.800	28.400	24.000	15.200
			28.200	28.200	24.800	26.000	13.200
			23.200	22.200	27.800	18.000	14.600
	N O R M A L	28 DIAS	34.800			32.050	
			33.200				
	30.000						
	30.200						
	R M A L	RUPTURA CASADA OU RESERVA TÉCNICA	31.800			34.742	
			31.800				
			37.800				
			42.600				
32.600							
38.000							
		31.200					

5.3 Resultados estatísticos para cada traço

Tabela 16 – Resistências residuais para o concreto de 15 MPa

ENSAIO	VALORES ESTATÍST.	TEMPERATURAS (°C)					
		20	400	500	600	700	800
RUPTURA A QUENTE	MÉDIA	-	15.550	13.700	13.100	12.950	10.775
	DESVIO PADRÃO		2.042	1.194	1.571	1.570	1.245
	COEF. VARIAÇÃO		13,1 %	8,7%	12,0%	12,1%	11,5%
	% RESIDUAL		70,91	62,47	59,73	59,05	49,13
RESFRIAM. BRUSCO	MÉDIA	-	16.150	12.875	12.125	10.600	6.733
	DESVIO PADRÃO		1.399	1.886	997	1.334	862
	COEF. VARIAÇÃO		8,7%	14,6%	8,2%	12,6%	12,8%
	% RESIDUAL		73,64	58,71	55,29	48,33	30,70
RESFRIAM. LENTO	MÉDIA	-	18.433	18.050	16.850	12.450	8.450
	DESVIO PADRÃO		1.965	1.806	2.685	1.223	1.330
	COEF. VARIAÇÃO		10,7%	10,0%	15,9%	9,82%	15,7%
	% RESIDUAL		84,05	82,31	76,83	56,77	38,53
NORMAL	MÉDIA	21.929	VALORES PARA CONCRETO NÃO AQUECIDO				
	DESVIO PADRÃO	2.504					
	C. VARIAÇÃO	11,4%					
	% RESIDUAL	100					

Tabela 17 – Resistências residuais para o concreto de 21 MPa

ENSAIO	VALORES ESTATÍSTICOS	TEMPERATURAS (°C)					
		20	400	500	600	700	800
RUPTURA A QUENTE	MÉDIA	-	18.850	18.400	15.700	16.875	15.600
	DESVIO PADRÃO		2.174	848	2.224	2.196	1.095
	C. VARIAÇÃO		11,5%	4,6%	14,1%	13,0%	7,0%
	% RESIDUAL		68,19	66,57	56,80	61,05	56,43
RESFRIAM BRUSCO	MÉDIA	-	18.150	17.800	15.325	15.750	10.825
	DESVIO PADRÃO		2.323	2.823	1.668	1.976	1.090
	C. VARIAÇÃO		12,8%	15,8%	10,9%	12,5%	10,1%
	% RESIDUAL		65,66	64,40	55,44	56,98	39,16
RESFRIAM LENTO	MÉDIA	-	20.750	20.450	17.650	16.500	14.050
	DESVIO PADRÃO		2.680	1.627	1.310	2.600	2.254
	C. VARIAÇÃO		12,9%	7,9%	7,4%	15,1%	16,1%
	% RESIDUAL		75,07	73,98	63,85	59,82	50,83
NORMAL	MÉDIA	27.640	VALORES PARA CONCRETO NÃO AQUECIDO				
	DESVIO PADRÃO	1.203					
	C. VARIAÇÃO	4,4%					
	% RESIDUAL	100					

Tabela 18 – Resistências residuais para o concreto de 25 MPa

ENSAIO	VALORES ESTATÍSTICOS	TEMPERATURAS (°C)					
		20	400	500	600	700	800
RUPTURA A QUENTE	MÉDIA	-	19.825	20.625	18.050	15.850	13.300
	DESVIO-PADRÃO		2.815	505	1.731	767	1.995
	C. VARIAÇÃO		14,2%	2,4%	9,6%	4,8%	15,0%
	% RESIDUAL		70,05	72,87	63,78	56,00	47,01
RESFRIAM. BRUSCO	MÉDIA	-	21.675	20.450	18.175	16.625	13.500
	DESVIO-PADRÃO		2.632	1.848	2.289	932	755
	C. VARIAÇÃO		12,1%	9,0%	12,6%	5,6%	6,6%
	% RESIDUAL		76,60	72,26	64,22	58,74	47,70
RESFRIAM. LENTO	MÉDIA	-	24.825	22.400	20.875	20.300	12.566
	DESVIO-PADRÃO		2.332	948	1.867	2.605	1.401
	C. VARIAÇÃO		9,4%	4,2%	8,9%	12,8%	11,2%
	% RESIDUAL		87,72	79,15	73,76	71,73	44,40
NORMAL	MÉDIA	28.300	VALORES PARA CONCRETO NÃO AQUECIDO				
	DESVIO-PADRÃO	1.108					
	COEF. VARIAÇÃO	3,9%					
	% RESIDUAL	100					

Tabela 19 – Resistências residuais para o concreto de 35 MPa

ENSAIO	VALORES ESTATÍST.	TEMPERATURAS (°C)					
		20	400	500	600	700	800
RUPTURA A QUENTE	MÉDIA	-	24.100	24.150	22.900	20.675	17.325
	DESVIO-PADRÃO		2.905	1.961	3.232	2.111	2.550
	C. VARIAÇÃO		12,0%	8,1%	14,1%	10,2%	14,7%
	% RESIDUAL		69,36	69,51	65,91	59,51	49,86
RESFRIAM BRUSCO	MÉDIA	-	21.950	23.600	22.550	20.900	13.550
	DESVIO-PADRÃO		2.288	2.378	2.777	2.923	2.896
	C. VARIAÇÃO		10,4%	10,0%	12,3%	14,0%	21,4%
	% RESIDUAL		63,18	67,92	64,90	60,15	39,00
RESFRIAM LENTO	MÉDIA	-	28.500	28.450	27.550	22.100	15.450
	DESVIO-PADRÃO		4.068	4.571	1.921	3.583	2.385
	C. VARIAÇÃO		14,2%	16,1%	7,0%	16,2%	15,4%
	% RESIDUAL		82,03	81,88	79,29	63,61	44,47
NORMAL	MÉDIA	34.742	VALORES PARA CONCRETO NÃO AQUECIDO				
	DESVIO-PADRÃO	4.743					
	COEF. VARIAÇÃO	13,6%					
	% RESIDUAL	100					

5.4 Intervalos de confiança, médias por temperatura e regressão

Tabela 20 – Intervalos de confiança, médias por temperatura e regressão

ENSAIO	VALORES ESTATÍSTICOS	TEMPERATURAS (°C)					
		20	400	500	600	700	800
RUPTURA A QUENTE	MÉDIA	-	69.63	67.85	61.55	58.90	50.60
	C. VARIAÇÃO	-	1.07	4.41	4.08	2.12	4.07
	VALOR MÍN.	-	67.9	60.8	55.1	55.5	44.1
	VALOR MÁX.	-	71.3	74.9	68.0	62.3	57.1
	REGRESSÃO: $RQ = 67,10771 + 0,03348 T - 6,70714E-5 T^2$						
RESFRIAM. BRUSCO	MÉDIA		69.77	65.82	60.02	56.05	40.89
	C. VARIAÇÃO		6.37	5.73	5.32	5.31	4.59
	VALOR MÍN.		59.6	56.7	51.5	47.6	33.6
	VALOR MÁX.		79.9	74.9	68.4	64.5	48.2
	REGRESSÃO: $RRB = 49,02371 + 0,10896 T - 1,47071E-4 T^2$						
RESFRIAM. LENTO	MÉDIA		82.22	79.33	73.43	63.58	44.56
	C. VARIAÇÃO		5.30	3.83	6.78	6.18	5.02
	VALOR MÍN.		73.8	73.2	62.7	53.7	36.6
	VALOR MÁX.		90.7	85.4	84.2	73.4	52.5
	REGRESSÃO: $RRL = 35,32743 + 0,2193T - 2,58643E-4 T^2$						

5.5 Valores percentuais médios da resistência residual

Tabela 21 - Valores médios da resistência residual por traço e por temperatura

TRATAMENTO	TEMPERATURA °C	RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS			
		15	21	25	35
RUPTURA A QUENTE	400	70.91	68.19	70.05	69.36
	500	62.47	66.57	72.87	69.51
	600	59.73	56.80	63.78	65.91
	700	59.05	61.05	56.00	59.51
	800	49.13	56.43	47.01	49.86
	Média	60.26	61.80	61.94	62.83
RESFRIAM. BRUSCO	400	73.64	65.66	76.60	63.18
	500	58.71	64.40	72.26	67.92
	600	55.29	55.44	64.22	64.90
	700	48.33	56.98	58.74	60.15
	800	30.70	39.16	47.70	39.00
	Média	53.33	56.33	63.90	59.03
RESFRIAM. LENTO	400	84.05	75.07	87.72	82.03
	500	82.31	73.98	79.15	81.88
	600	76.83	63.85	73.76	79.29
	700	56.77	59.80	71.73	63.61
	800	38.53	50.83	44.40	44.47
	Média	67.70	64.71	71.35	70.25
NORMAL	20	100.00	100.00	100.00	100.00

5.6 – Curvas tempo x temperatura de cada ensaio

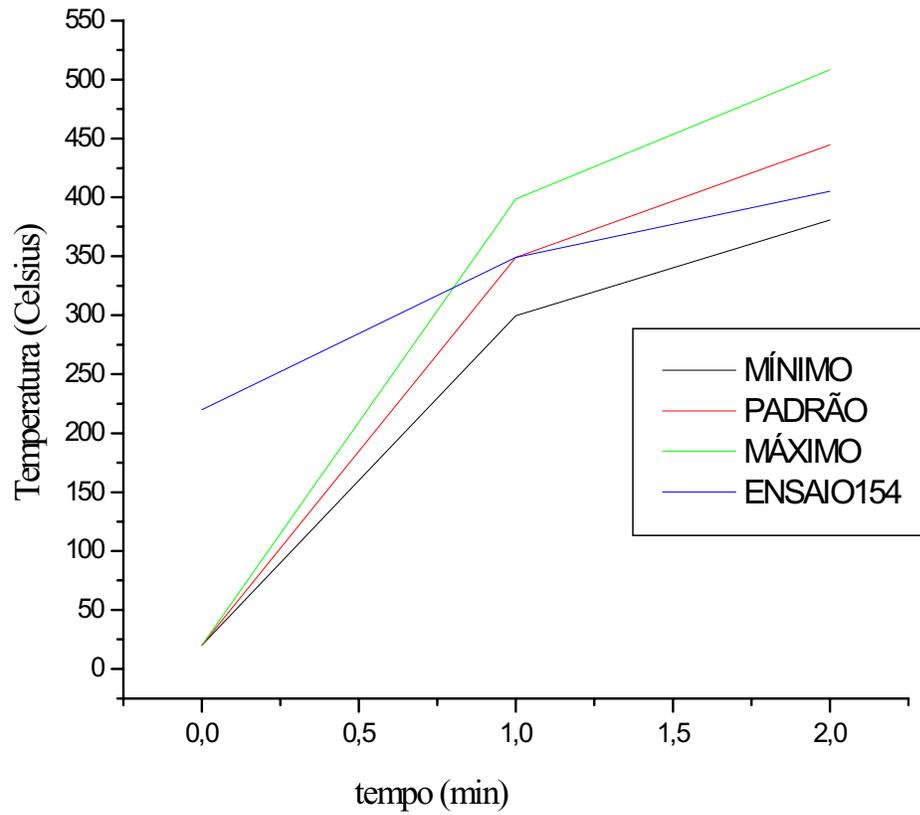


Figura 26 – Controle de temperatura no ensaio 154

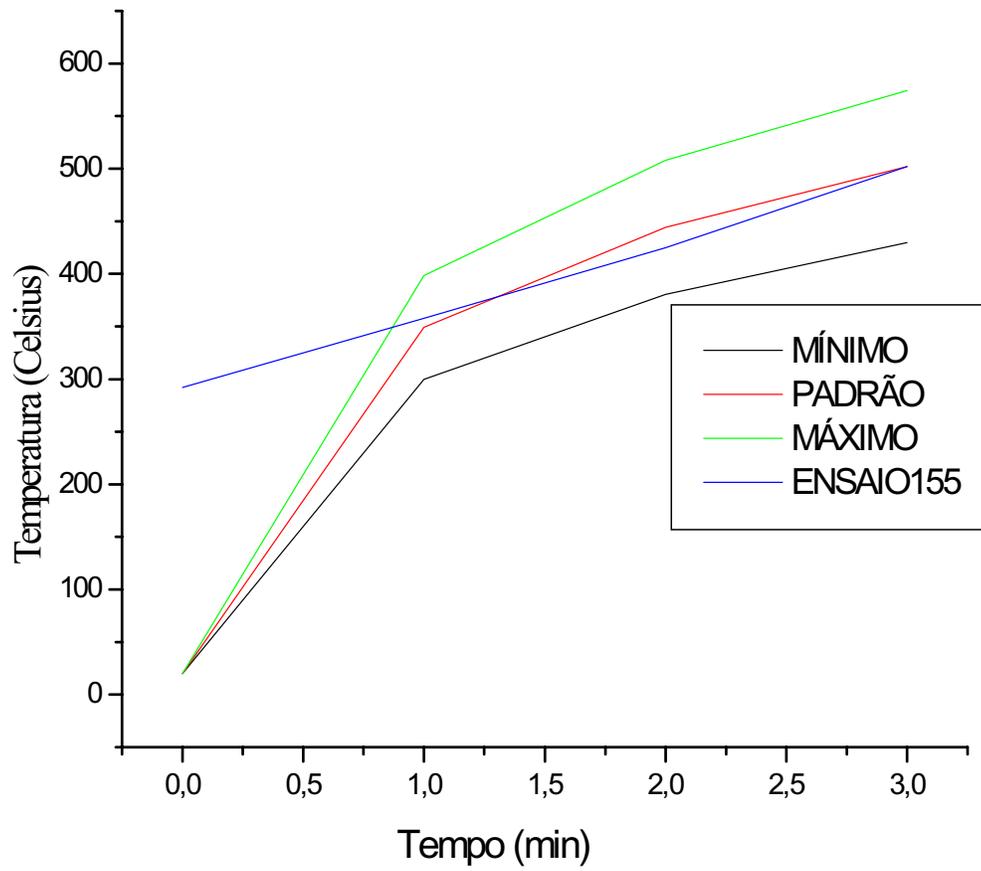


Figura 24 – Controle de temperatura no ensaio 155

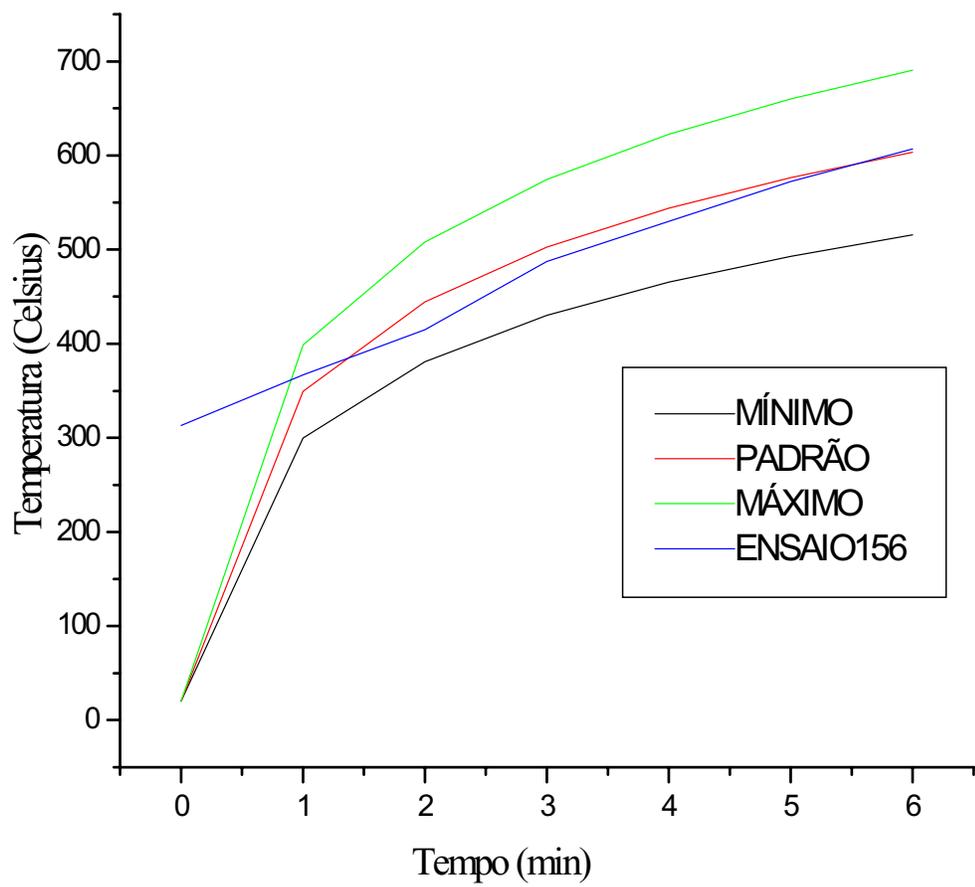


Figura 25 – Controle de temperatura no ensaio 156

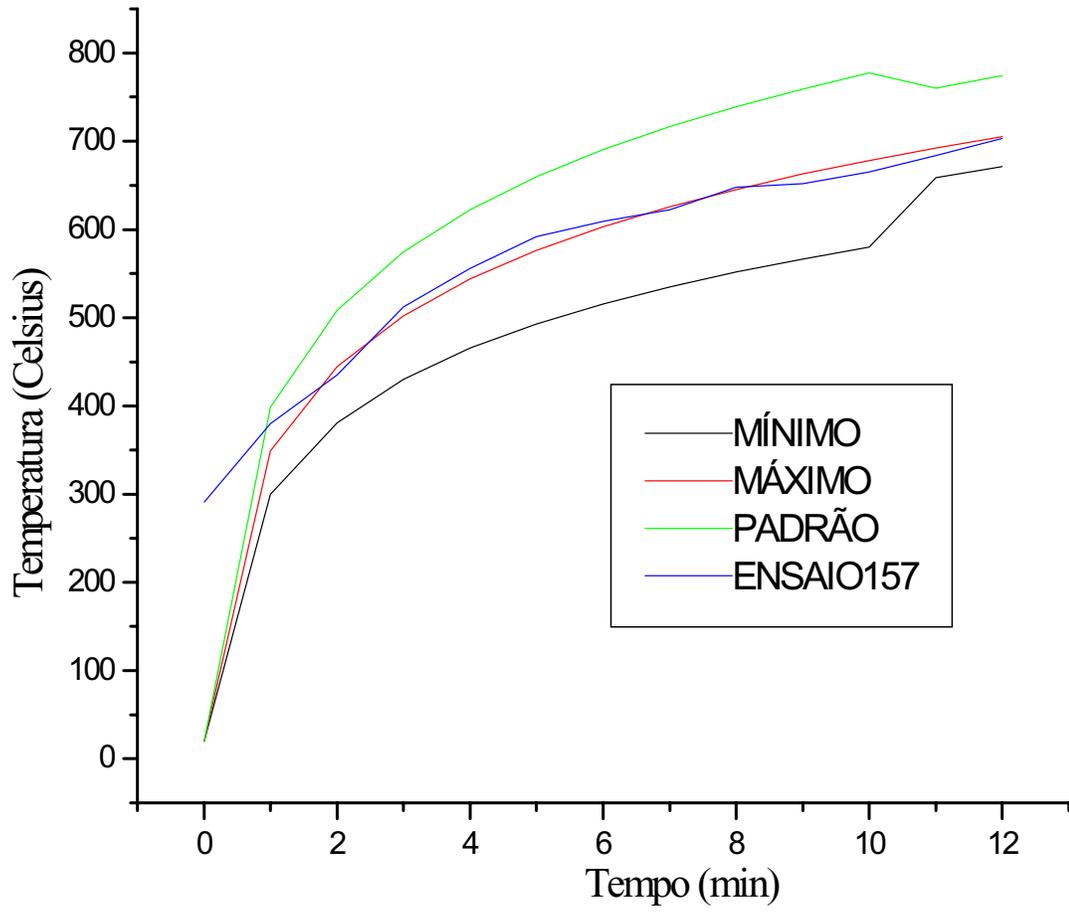


Figura 26 – Controle de temperatura no ensaio 157

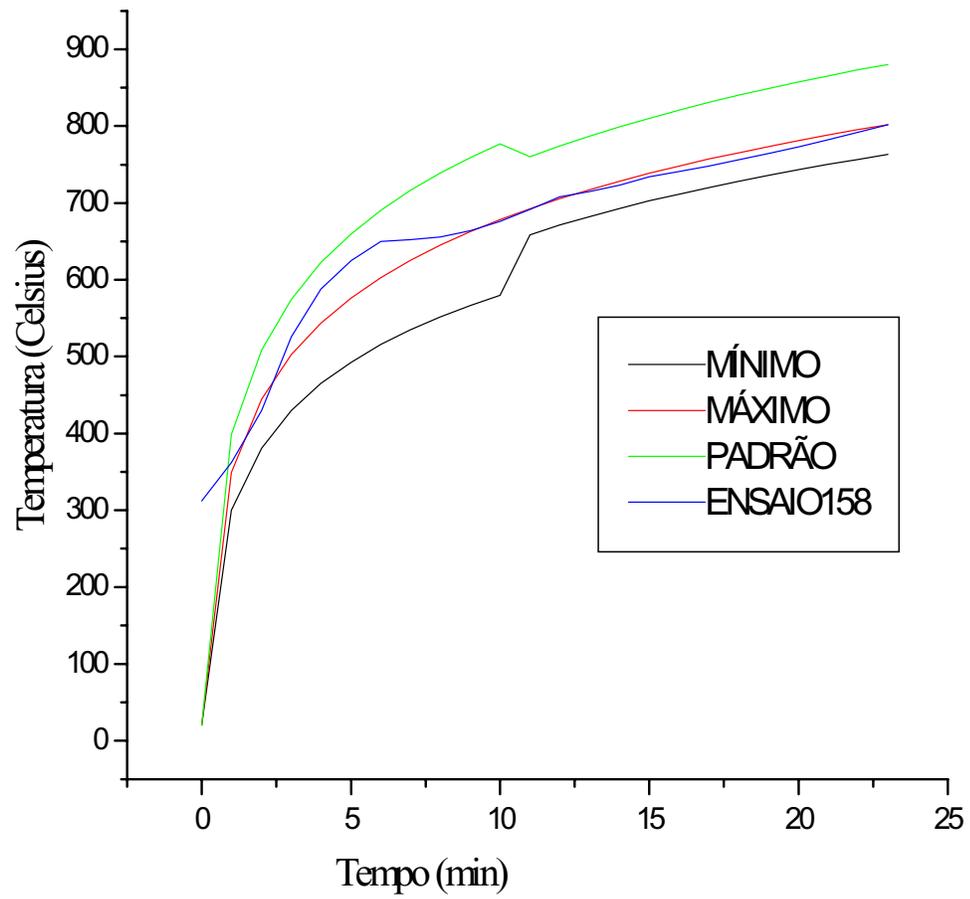


Figura 27 – Controle de temperatura no ensaio 158

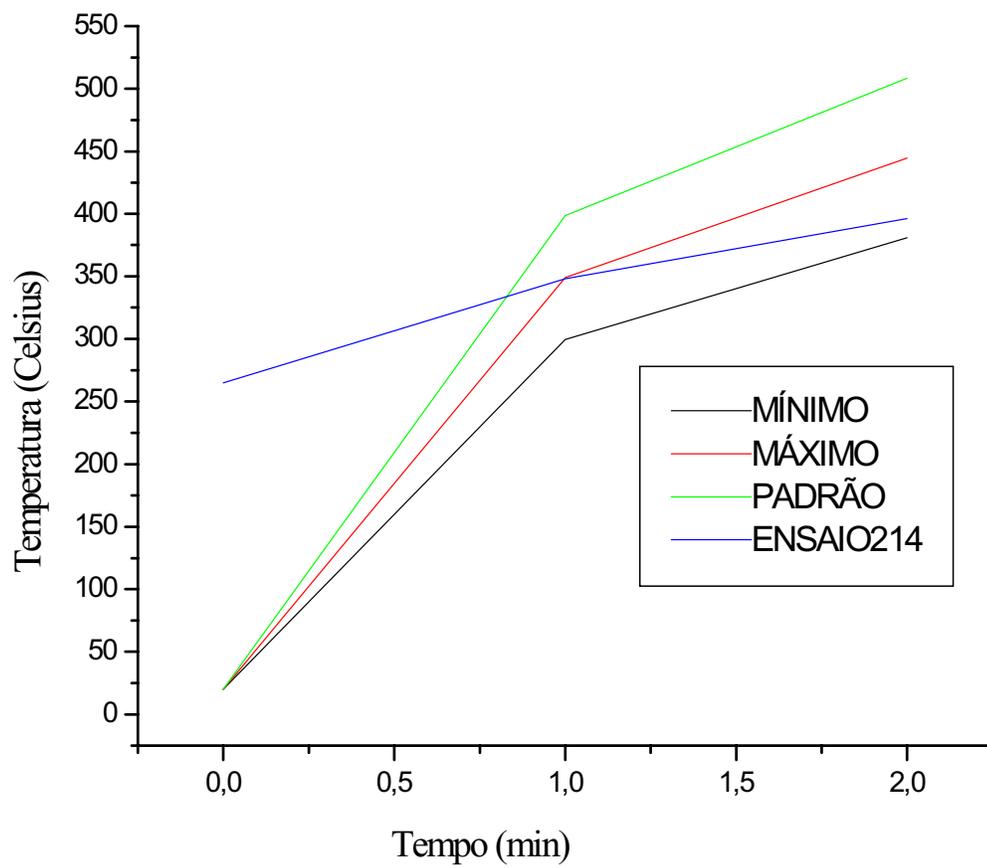


Figura 28 – Controle de temperatura no ensaio 214

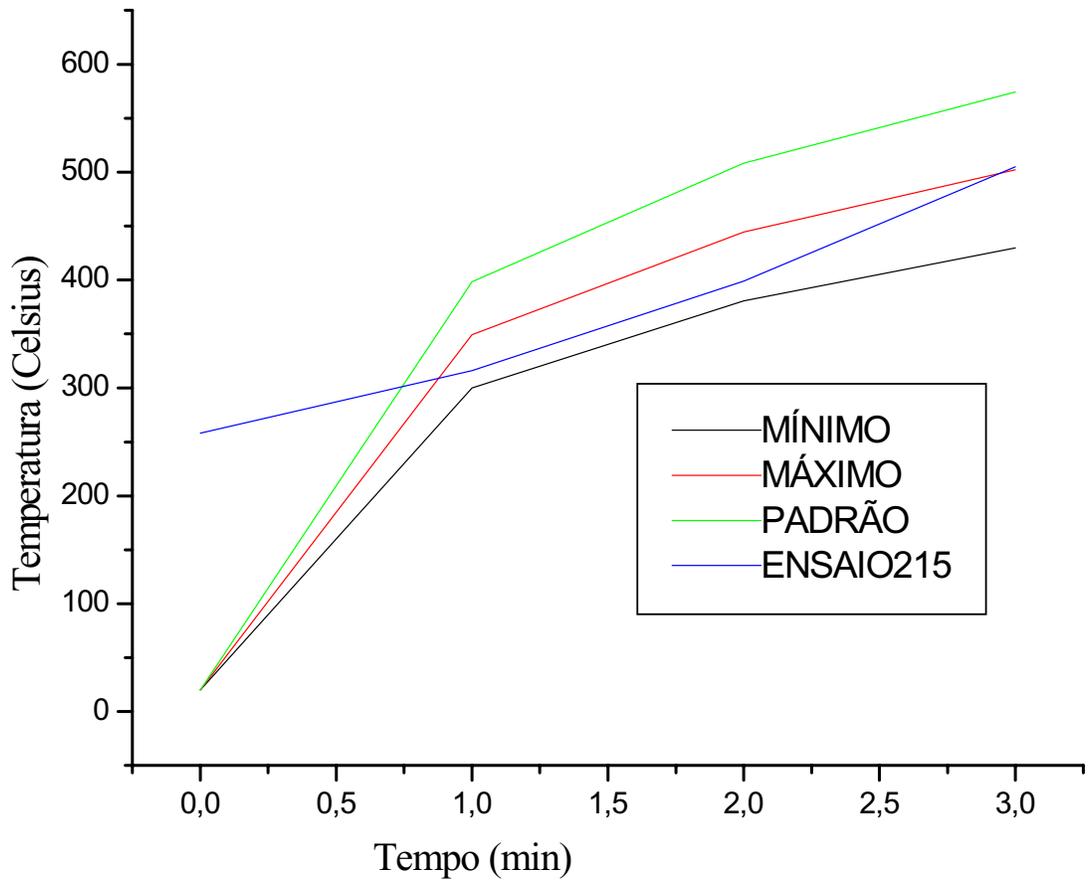


Figura 29 – Controle de temperatura no ensaio 215

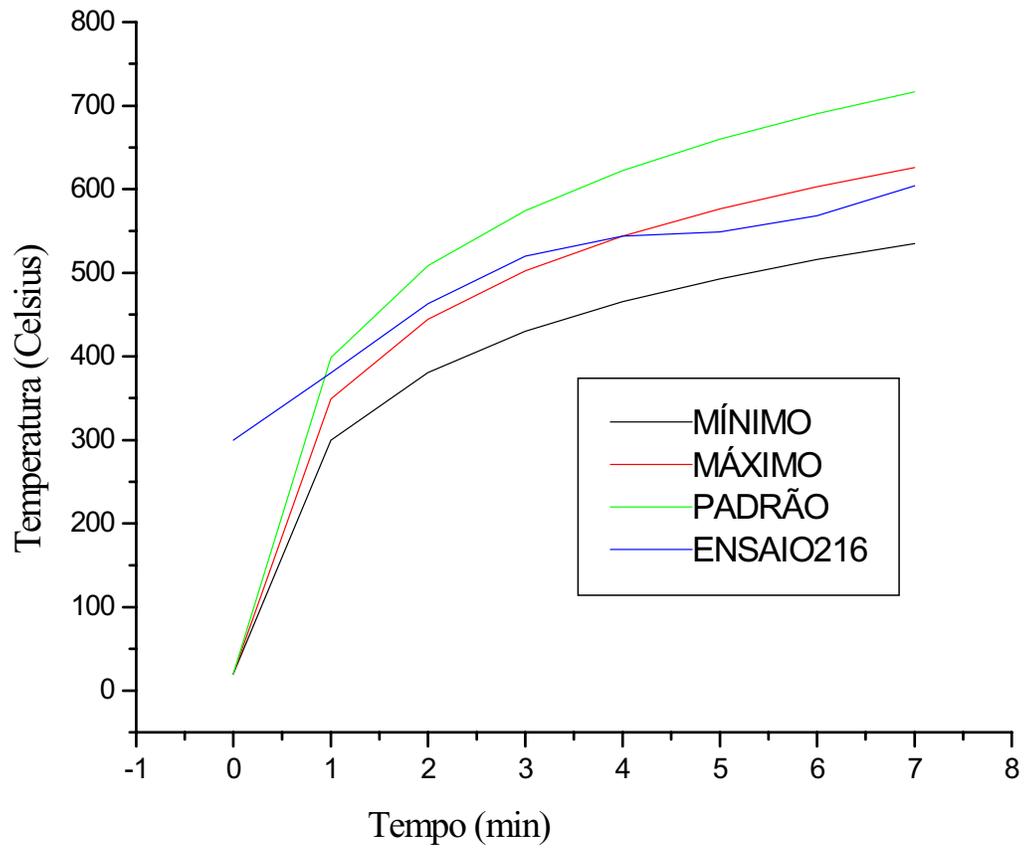


Figura 30 – Controle de temperatura no ensaio 216

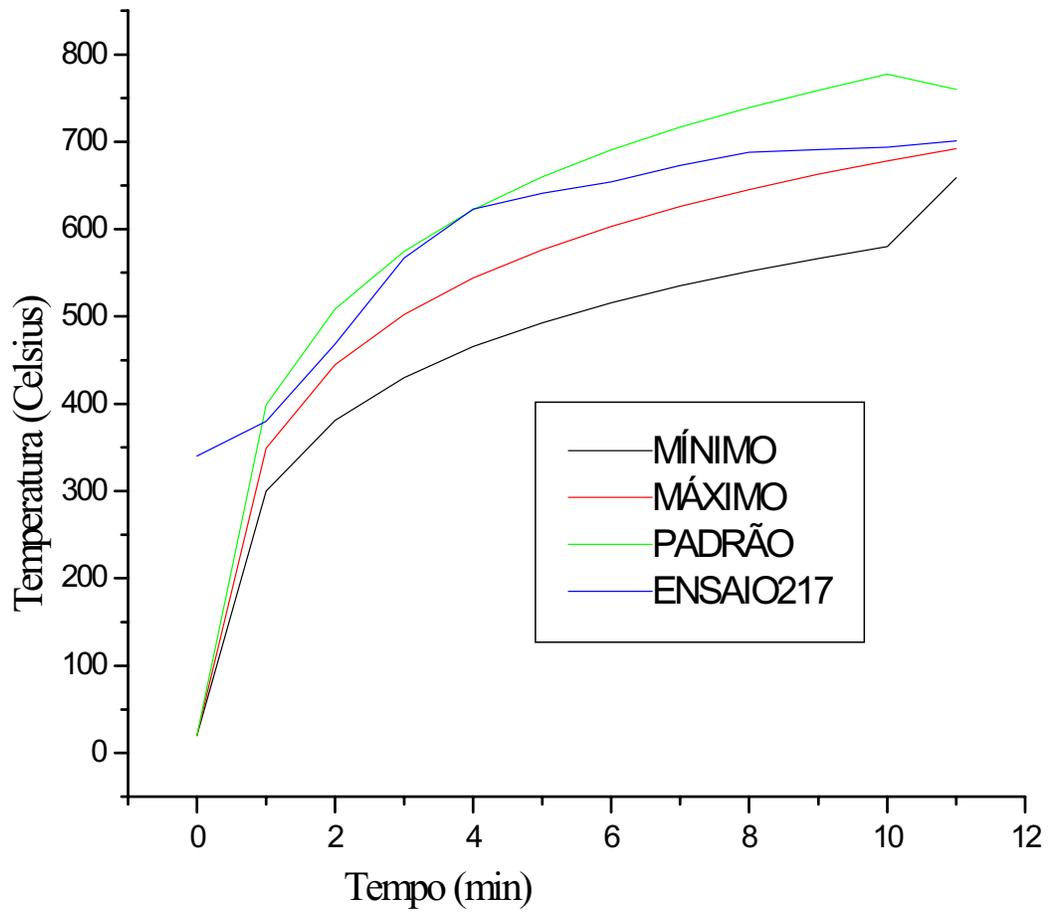


Figura 31 – Controle de temperatura no ensaio 217

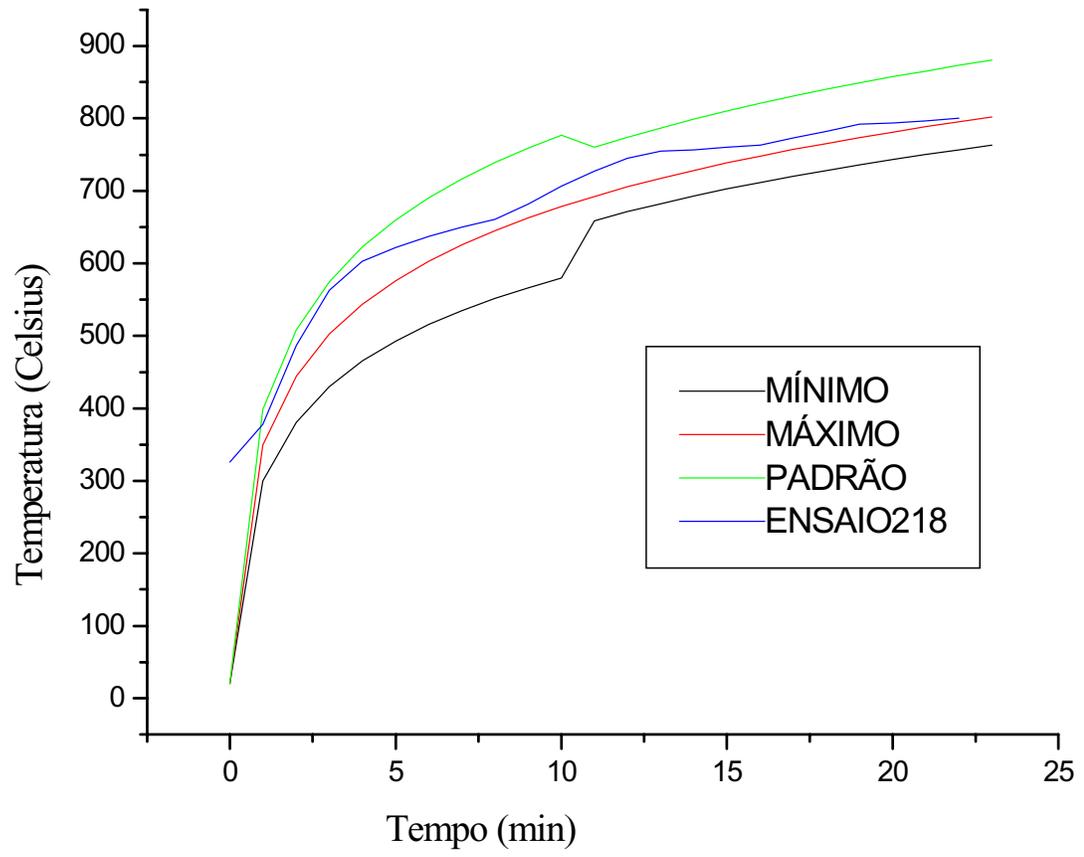


Figura 32 – Controle de temperatura no ensaio 218

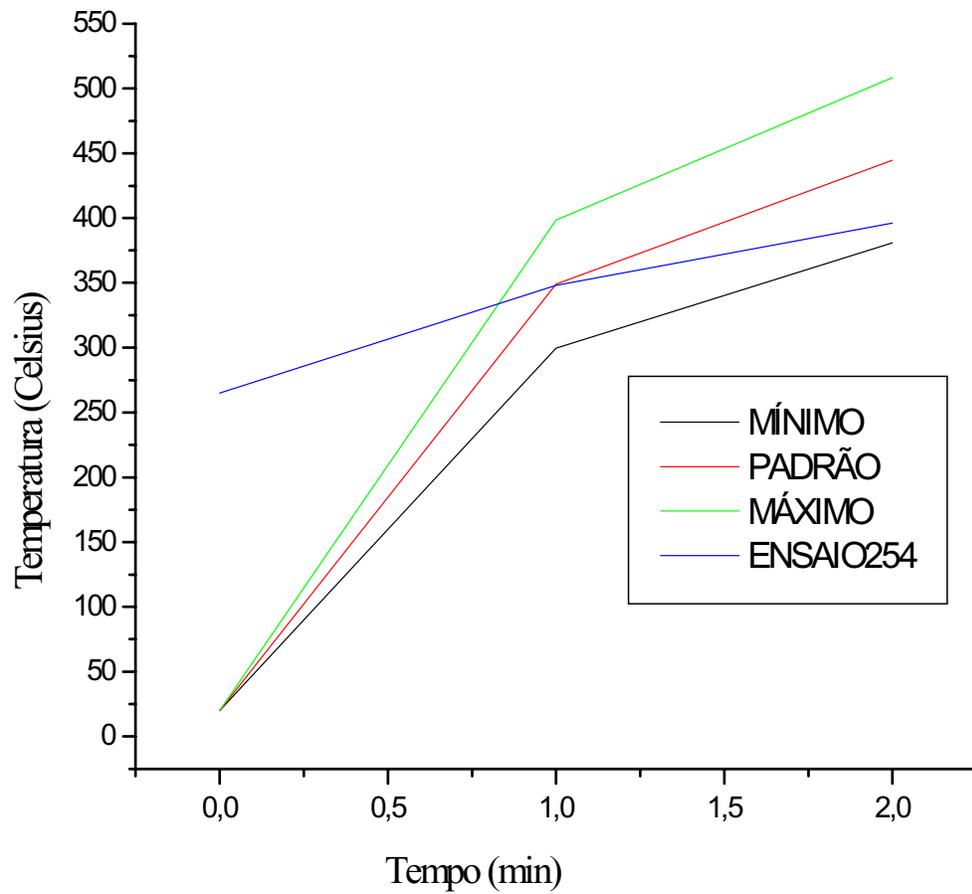


Figura 33 – Controle de temperatura no ensaio 254

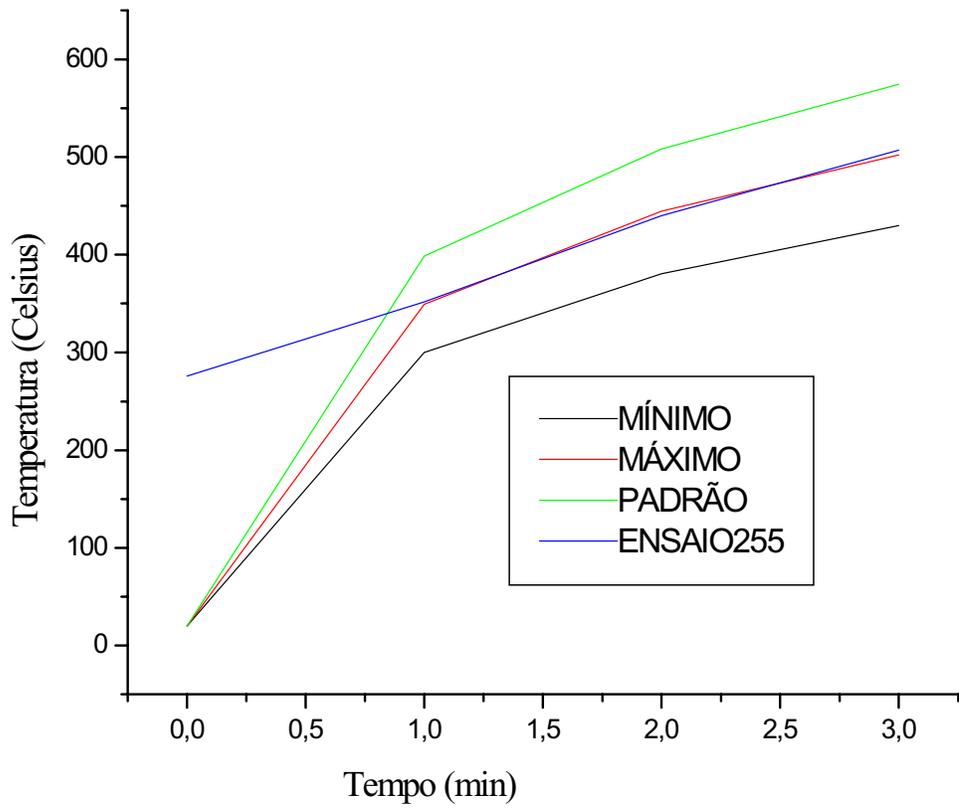


Figura 34 – Controle de temperatura no ensaio 255

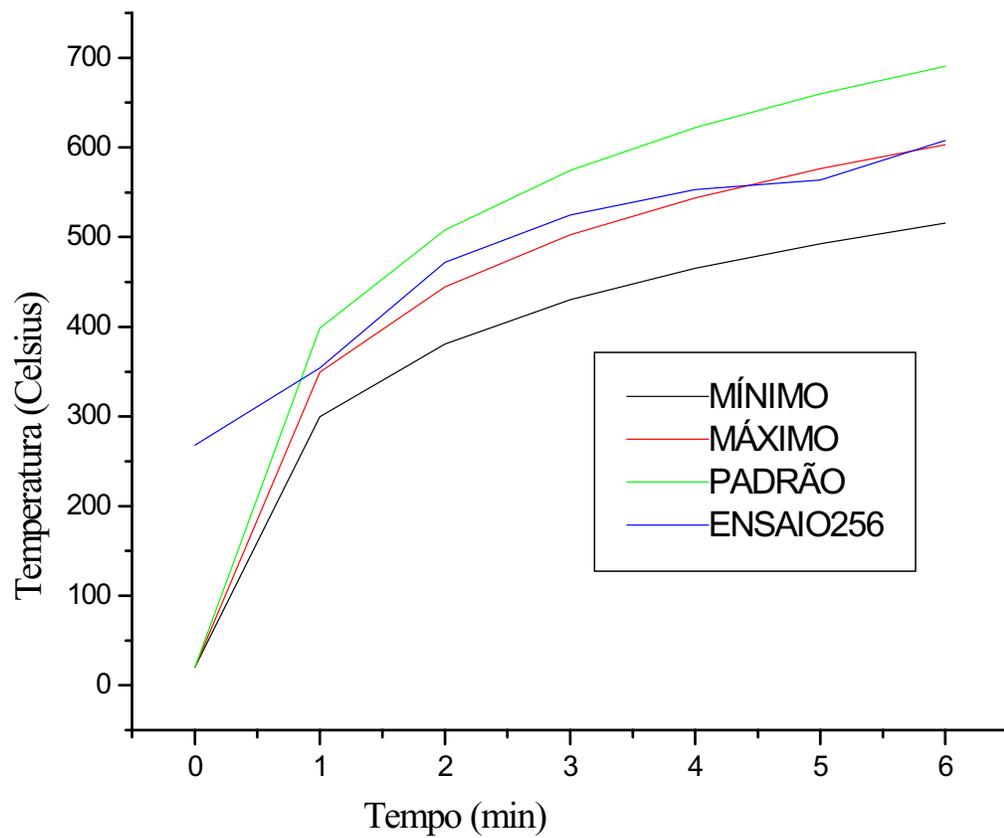


Figura 35 – Controle de temperatura no ensaio 256

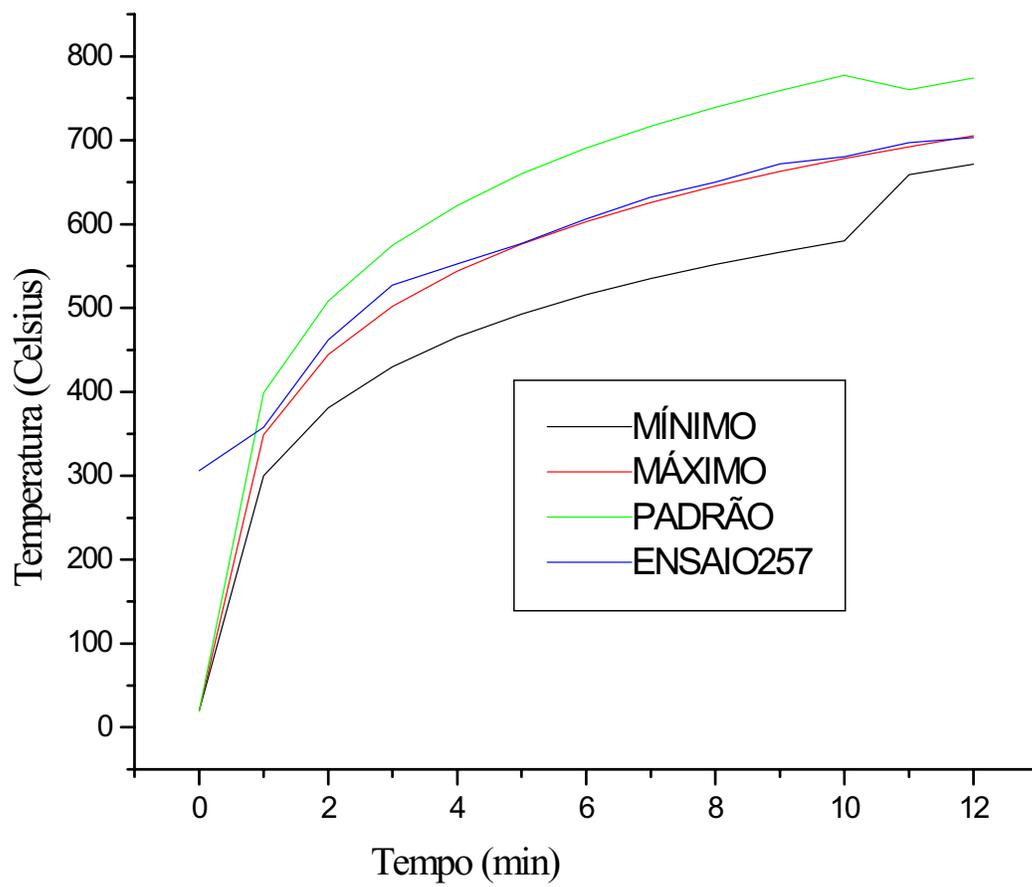


Figura 36 – Controle de temperatura no ensaio 257

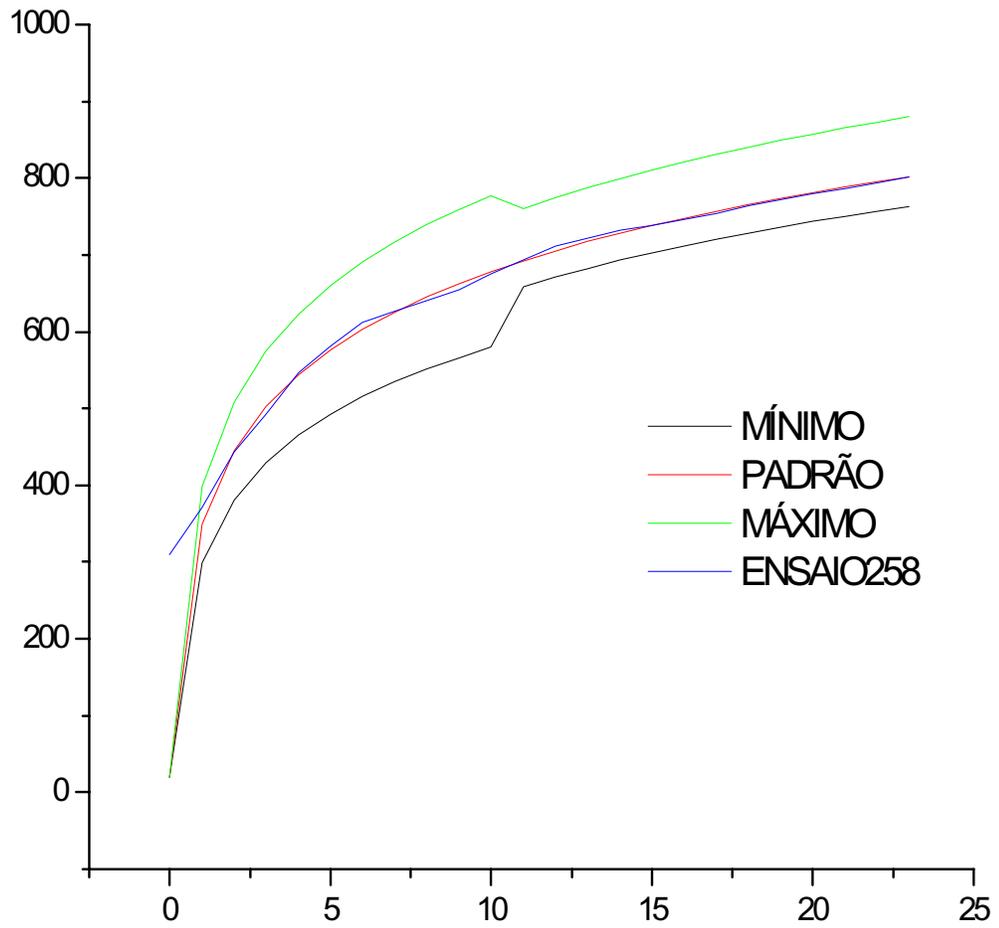


Figura 37 – Controle de temperatura no ensaio 258

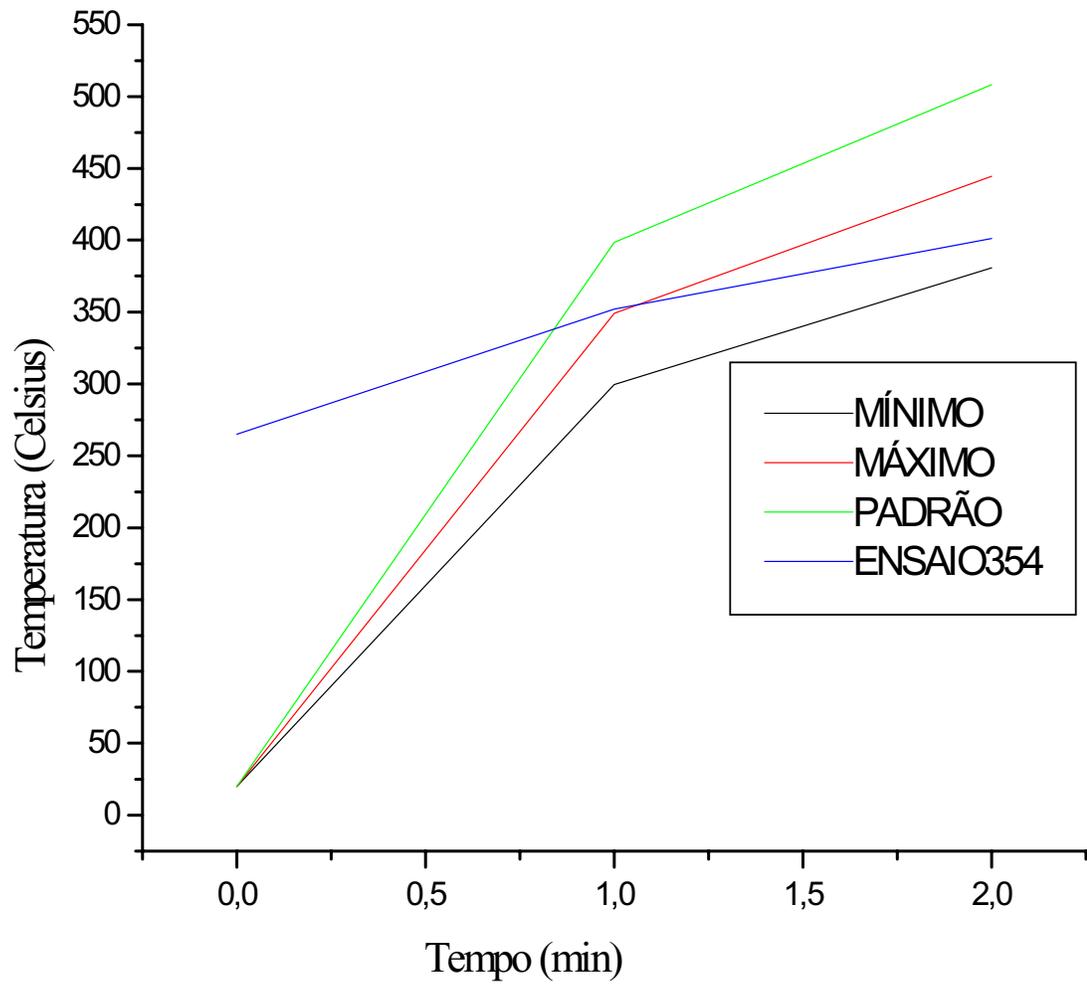


Figura 38 – Controle de temperatura no ensaio 354

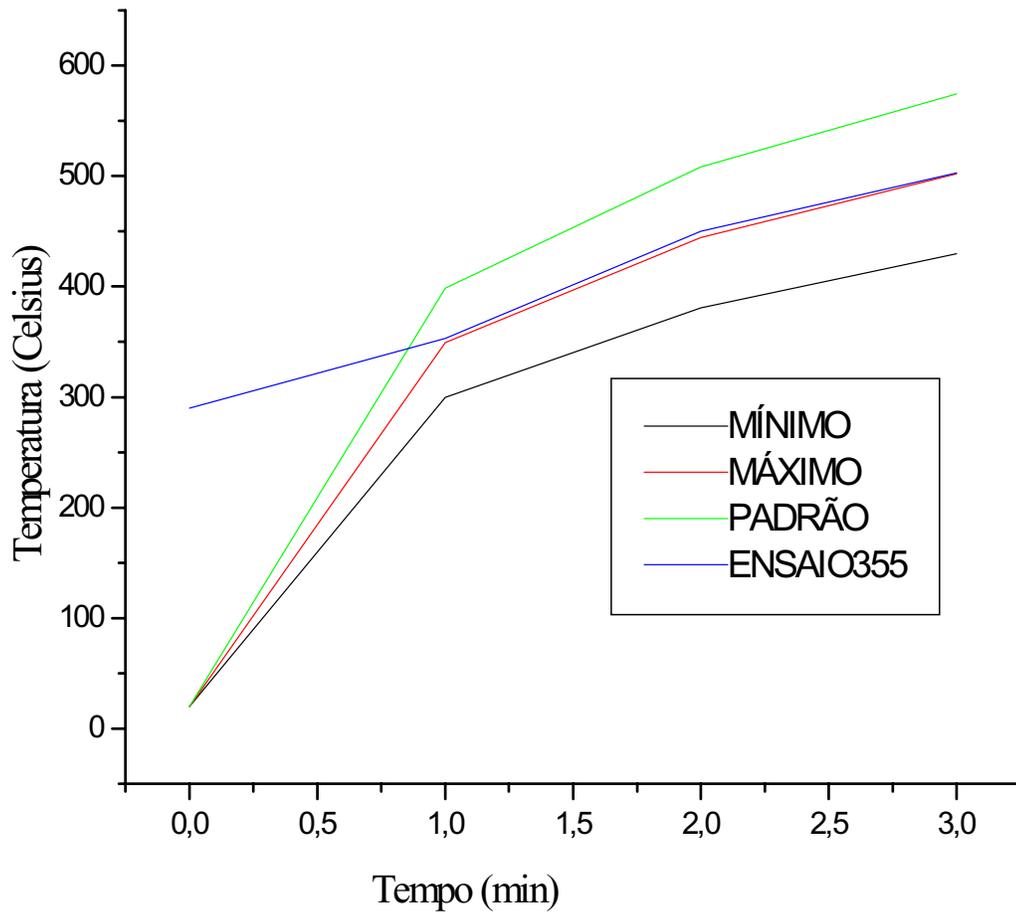


Figura 39 – Controle de temperatura no ensaio 355

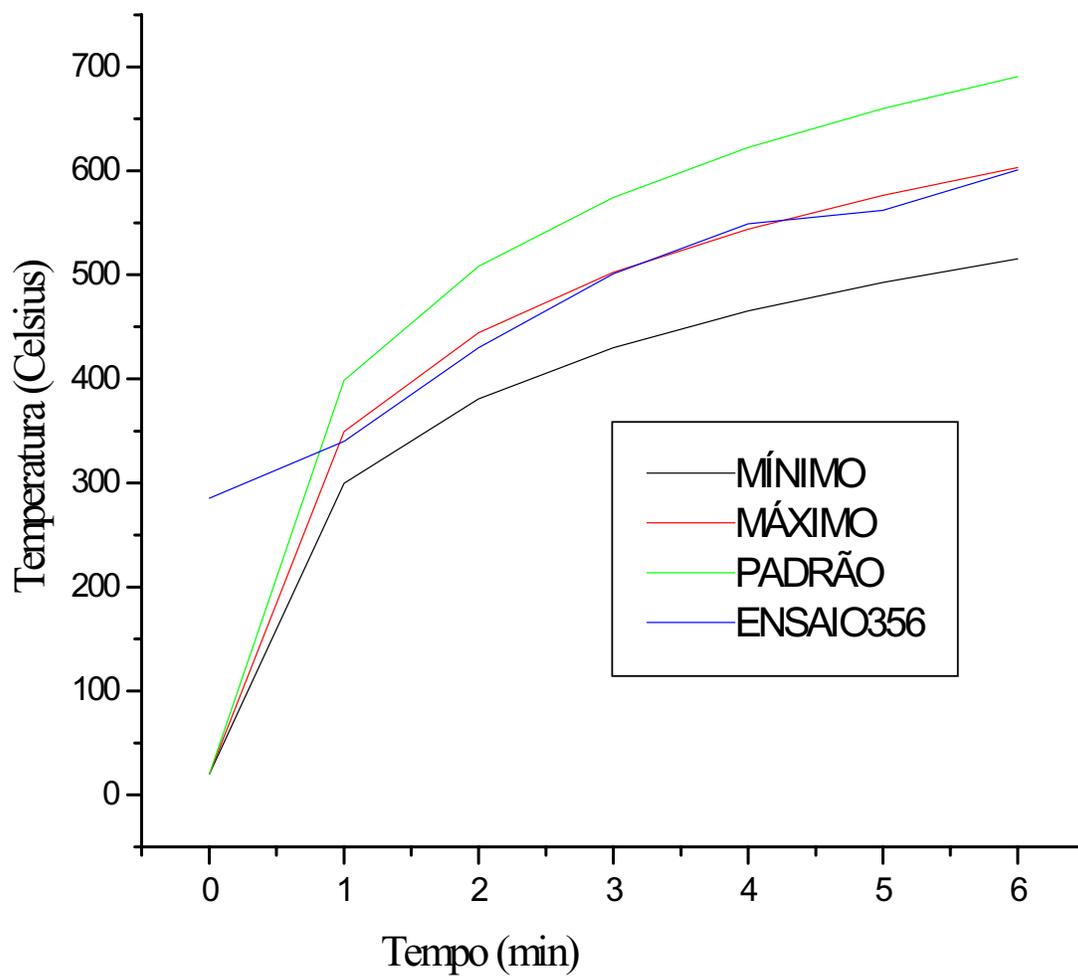


Figura 40 – Controle de temperatura no ensaio 356

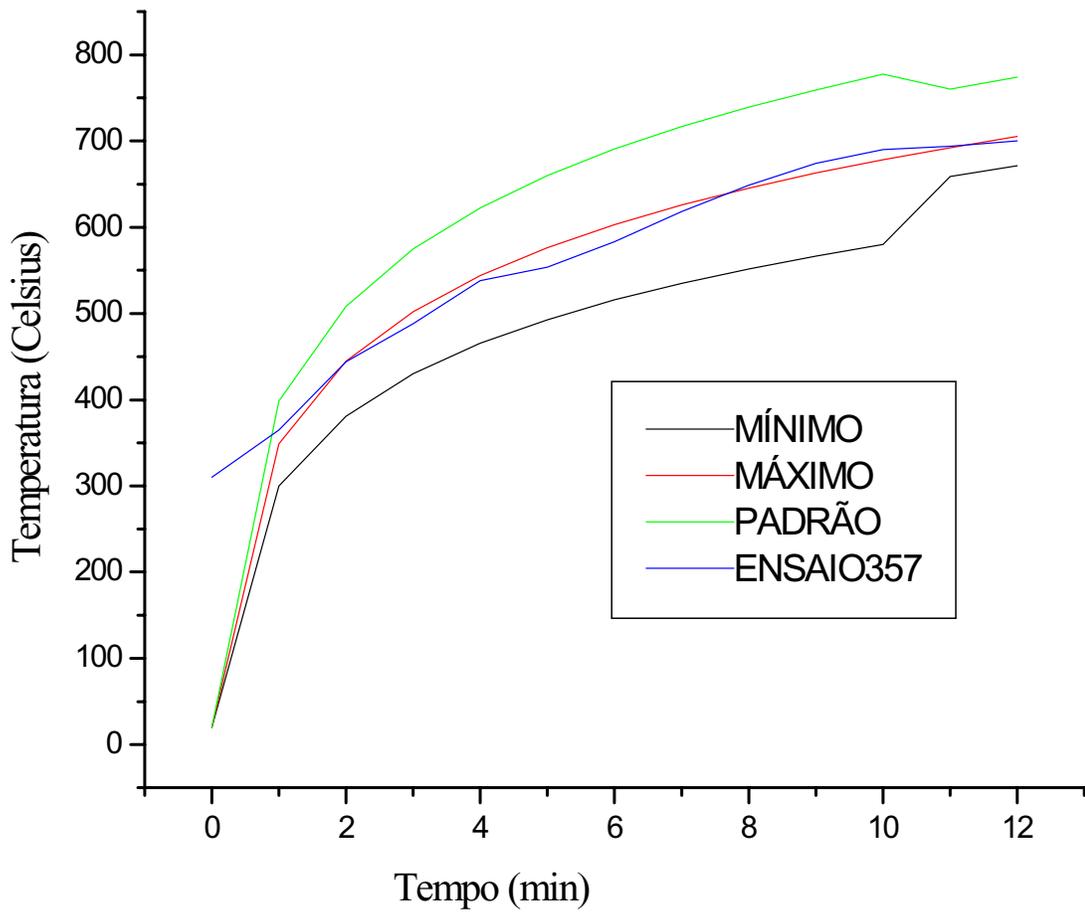


Figura 41 – Controle de temperatura no ensaio 357

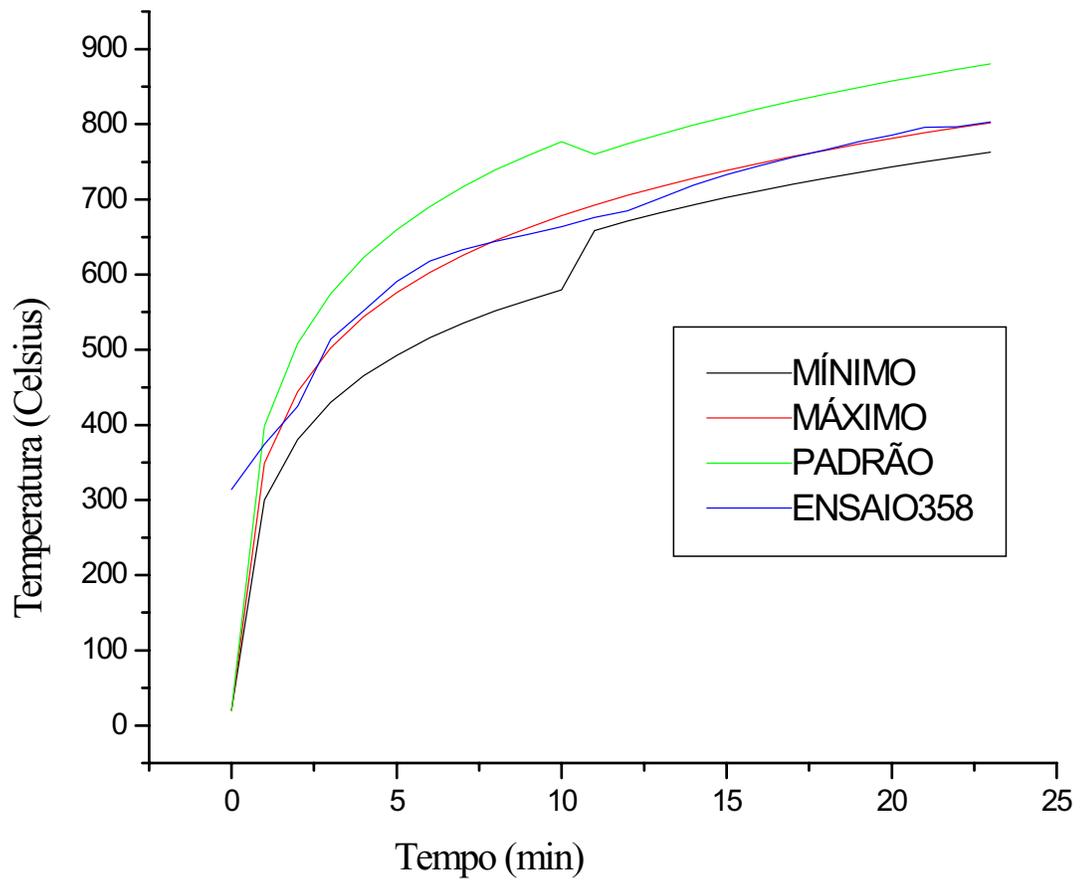


Figura 42 – Controle de temperatura no ensaio 358

CAPÍTULO 6

6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 Metodologia de análise estatística

Em uma pesquisa científica, o procedimento geral é formular hipóteses e verificá-las diretamente ou por suas consequências. Para tanto, é preciso um conjunto de observações e o planejamento dos experimentos é essencial para indicar o esquema sob o qual as hipóteses possam ser verificadas.

As formulações das hipóteses são primeiramente feitas em termos científicos dentro da área de estudo (hipótese científica) e, em seguida, são expressas em termos estatísticos (hipótese estatística). As medidas realizadas neste trabalho, após terem sido submetidas aos tratamentos, de acordo com os níveis de resistência à compressão adotados, constituem os valores das propriedades de resistência residual às altas temperaturas, denominadas variáveis dependentes.

6.2 Descrição da Metodologia

A metodologia adotada na análise do programa experimental consta de:

6.2.1 Análise de Variância

Com o método de análise de variância pode-se determinar se as variáveis exercem influência nas propriedades em estudo. Para isso, foi utilizada a hipótese inicial de que as variáveis não exercem influência nas propriedades analisadas, e a essa hipótese dá-se o nome de *hipótese nula*. Caso ela seja rejeitada pela análise de variância, aceitaremos a hipótese da influência das variáveis, à qual chamaremos de *hipótese alternativa*.

Neste estudo foi definido que o nível de significância α considerado é igual a 5%, o que confere uma confiabilidade de 95% às conclusões obtidos neste programa experimental.

6.2.1.1 Análise de variância de dois critérios

As hipóteses nulas (H_0) foram testadas na **análise de variância de dois critérios**, que é o processo de teste que pode ser aplicado a uma tabela de números para testar duas hipóteses: (1) não há diferença significativa entre as linhas e (2) não há diferença significativa entre as colunas.

Nela, para cada nível de temperatura ensaiado, temos 4 resultados para cada traço e são 4 os traços, ou níveis de resistência estudados. Nesse caso, são $4 \times 4 = 16$ observações.

Com a análise de dois critérios, podemos separar os efeitos dos diferentes traços dos efeitos dos diferentes ensaios.

Para cada nível de temperatura, foi montada uma matriz em que nas colunas tinham-se os resultados dentro de cada traço e nas linhas os resultados dos diferentes traços.

Como exemplo, tem-se a matriz para 400°C, no tratamento de ruptura a quente:

Tabela 22 - Matriz de 400°C para tabela ANOVA de dois critérios

15	21	25	35
73.9	76.0	72.4	80.6
60.2	73.8	81.6	70.8
82.1	60.0	57.6	63.9
67.5	63.0	68.6	62.2
Média: 70,91	Média: 68.19	Média: 70.05	Média: 69.36

Em seguida, montamos uma tabela ANOVA de dois critérios. (Downing- 1992) “Uma tabela ANOVA resume os resultados do cálculo de uma análise da variância (ANalysis Of VAriance)”.

Tabela 23 – Tab. ANOVA de dois critérios para 400° C

Fonte de variação	Soma de Quadrados	Graus de Liberdade	Variância do Quadrado médio	Razão F
Efeito do ensaio (colunas)	15,90	3	5,28	0,07
Efeito do nível de resistência (linhas)	279,62	3	97,97	1,34
Erro	686,74	9	73,18	
Total	982,26	18		

$$Estatística F \text{ para colunas} = \frac{SQCOL / G.L. SQCOL}{SQER / G.L. SQER} = \frac{SQCOL}{\frac{3}{9} SQER}$$

$$Estatística F \text{ para linhas} = \frac{SQLIN / G.L. SQLIN}{SQER / G.L. SQER} = \frac{SQLIN}{\frac{3}{9} SQER}$$

SQT = soma total dos quadrados

SQCOL = soma dos quadrados das colunas

SQLIN = soma dos quadrados das linhas

SQER = soma dos quadrados dos erros

$$SQT = SQCOL + SQLIN + SQER$$

Temos na tabela ANOVA dois valores da estatística-F. O primeiro F testa a hipótese nula, de que não há diferença entre as colunas.

A Segunda estatística-F testa a hipótese de que não há diferença entre as linhas.

Agora, a tabela de dois critérios dá uma imagem mais clara. A estatística-F para linhas tem 3 e 9 graus de liberdade, e o valor crítico da tabela F de Snedecor para essa situação é 3,86. O valor obtido de 1,34 é menor que 3,86, o que significa aceitar a hipótese nula. Ou seja, o nível de resistência dos concretos não teve influência na resistência residual a quente, para a temperatura de 400° C, a um nível de significância de 5%.

Para analisar cada uma das outras 14 situações, foi montado um pequeno programa em DELPHI 5 que calculou todos os dados da tabela ANOVA específica.

O resumo dos dados obtidos para cada temperatura e para cada tratamento estão apresentados na tabela 24:

Tabela 24 – Razões F por tratamento e por temperatura

RAZÃO F	TEMPERATURAS °C				
	400	500	600	700	800
TRATAMENTO : RUPTURA A QUENTE					
Colunas(ensaios)	0,07	4,78	0,84	0,41	2,01
Linhas (Resistências)	1,34	1,52	0,08	1,01	1,58
TRATAMENTO : RESFRIAMENTO BRUSCO					
Colunas (ensaios)	4,03	1,56	2,62	4,76	15,57
Linhas (Resistências)	2,96	0,18	1,30	4,15	5,14
TRATAMENTO : RESFRIAMENTO LENTO					
Colunas (Ensaio)	1,55	0,79	1,62	3,04	5,55
Linhas (Resistências)	1,84	0,88	0,46	1,88	6,26

6.2.1.2 Análise dos Resultados:

Colunas (ensaios): das 15 situações, as hipóteses nulas foram aceitas em 10, ou seja, 66,6%. Isto demonstra que não há diferença significativa entre 2 a cada 3 tipos de ensaios realizados. Eles só influenciaram a ruptura a quente para a temperatura de 500°C; o resfriamento brusco para as temperaturas de 400, 700 e 800°C; e o resfriamento lento para a temperatura de 800°C.

Linhas (Resistências): das 15 situações, as hipóteses nulas foram rejeitadas em 3, ou seja, 20%. Isto demonstra que houve diferença significativa entre as resistências, ou seja, o nível de resistência dos concretos influenciou nos tratamentos para 20% das situações. Houve influência no resfriamento brusco, nas temperaturas de 700 e 800°C, e resfriamento lento nos 800° C. Um complicador para a análise foi que, onde a influência da resistência se manifestou, houve, também, influência nos ensaios. Mas, de um modo

geral, houve uma tendência dos concretos de melhor resistência resistirem mais ao calor que os mais fracos. O melhor desempenho geral foi, no entanto, do concreto de 25MPa.

6.2.2 Intervalos de Confiança

Para o cálculo dos intervalos de confiança das médias das propriedades analisadas, foi utilizado o fato das observações serem variáveis aleatórias independentes e identicamente distribuídas com distribuição normal. Com isso, um intervalo de confiança com nível de significância α pré-determinado pode ser obtido através da distribuição T de Student.

O intervalo de confiança é calculado segundo a equação apresentada abaixo:

$$IC = C \frac{\text{desvio} - \text{padrão}}{\sqrt{\text{número de corpos de prova}}}$$

Onde C é o coeficiente de Student para o número de exemplares – 1. O que, no nosso caso, é 3,182, para a probabilidade de 95%.

Na Tabela 20, página 57, foram apresentados os Intervalos de confiança para as resistências residuais, por temperatura, com as respectivas equações de regressão.

6.3 - Curvas de regressão resistência residual x temperatura

são apresentadas abaixo as curvas de regressão correlacionando a resistência residual com a temperatura de cada ensaio.

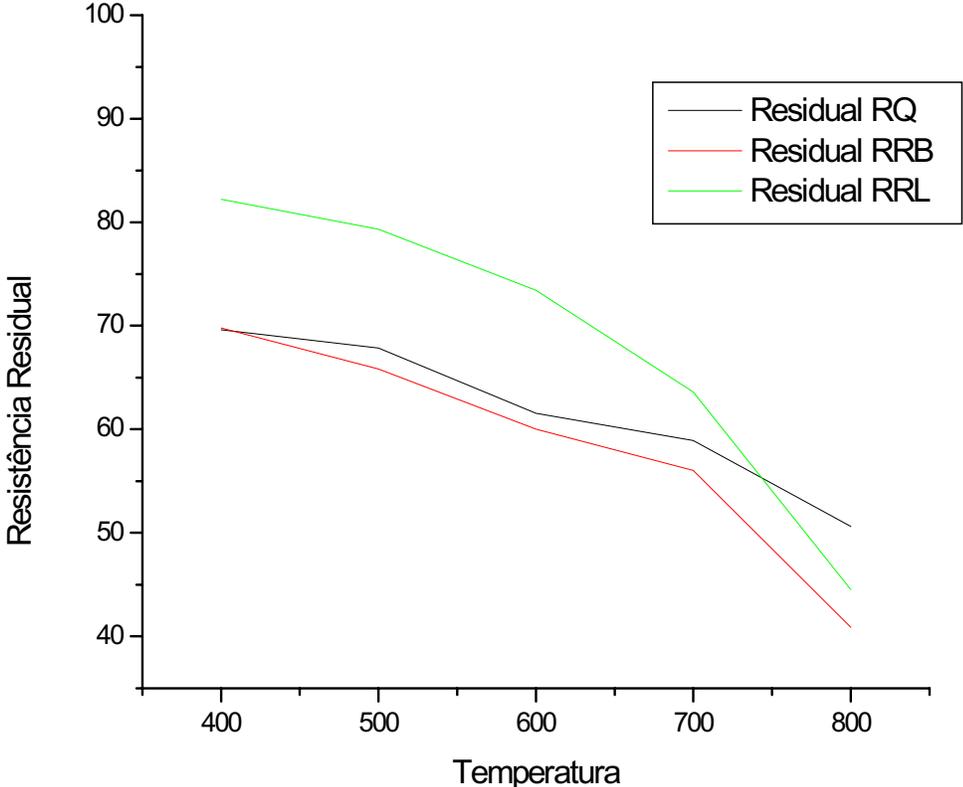


Figura 46 – Curvas de resistência residual x temperatura

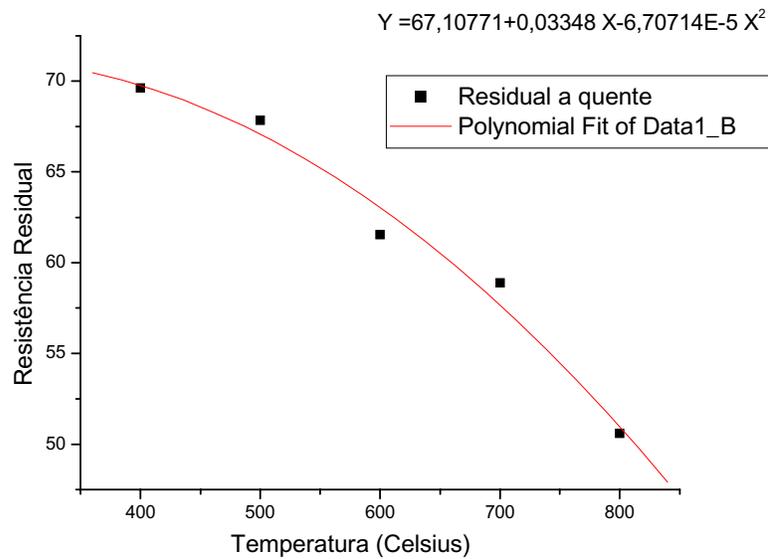


Figura 47 – Curva de regressão **resistência residual a quente x temperatura**

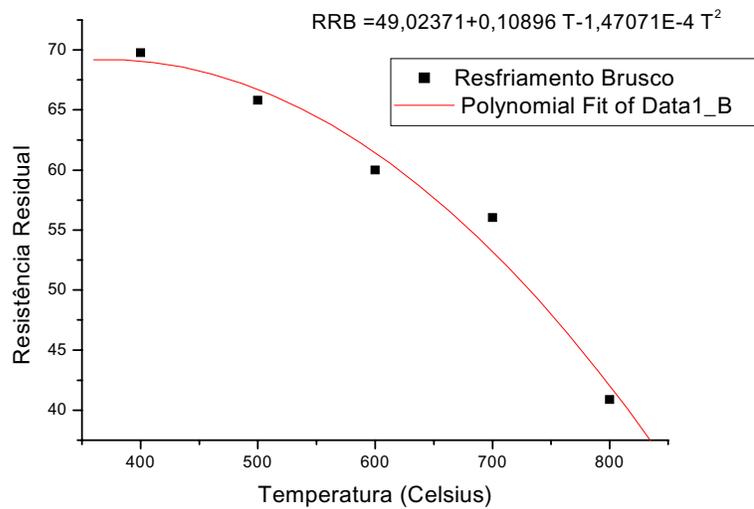


Figura 48 – Curva de regressão **res. residual resfriamento brusco x temperatura**

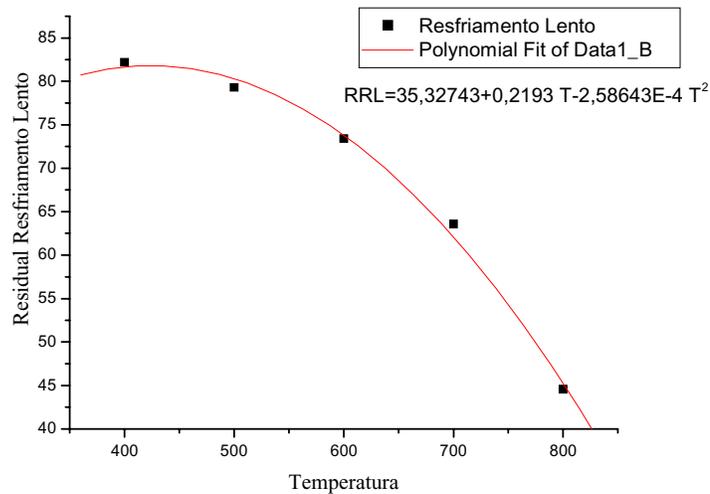


Figura 49 – Curva de regressão **resistência res. resfriamento lento** x temperatura

6.4 Comentário sobre fatores de redução adotados na norma NBR 14323

A norma NBR14323 apresenta os fatores de redução $K_{c,\theta}$ para concreto, conforme Tabela 25, abaixo:

Para taxas de aquecimento entre 2°C /min e 50°C /min, são fornecidos os fatores de redução da resistência característica à compressão dos concretos de densidade normal e de baixa densidade, em temperatura elevada, relativos aos valores de 20 °C:

Tabela 25 - Valores K para concreto – Norma NBR14323

Temperatura do concreto θ_c °C	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal $K_{c,\theta}$	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade $K_{cb,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,950	1,000
200	0,900	1,000
300	0,850	1,000
400	0,750	0,880
500	0,600	0,760
600	0,450	0,640
700	0,300	0,520
800	0,150	0,400

Nota: para valores intermediários da temperatura do concreto, pode ser feita interpolação linear.

Cálculo aproximado das temperaturas atingidas no centro dos corpos de prova durante os ensaios executados

Durante os testes preliminares para a execução da pesquisa foi feito um monitoramento da temperatura do centro do corpo de prova [cilindro de base 100 mm e altura 200 mm] colocado dentro de um forno previamente aquecido até 400°C, que teve sua temperatura elevada aos 800°C. As curvas de aquecimento do forno (T forno) e do corpo de prova (T concreto), assim como as respectivas equações de regressão, estão apresentadas na figura 50, abaixo:

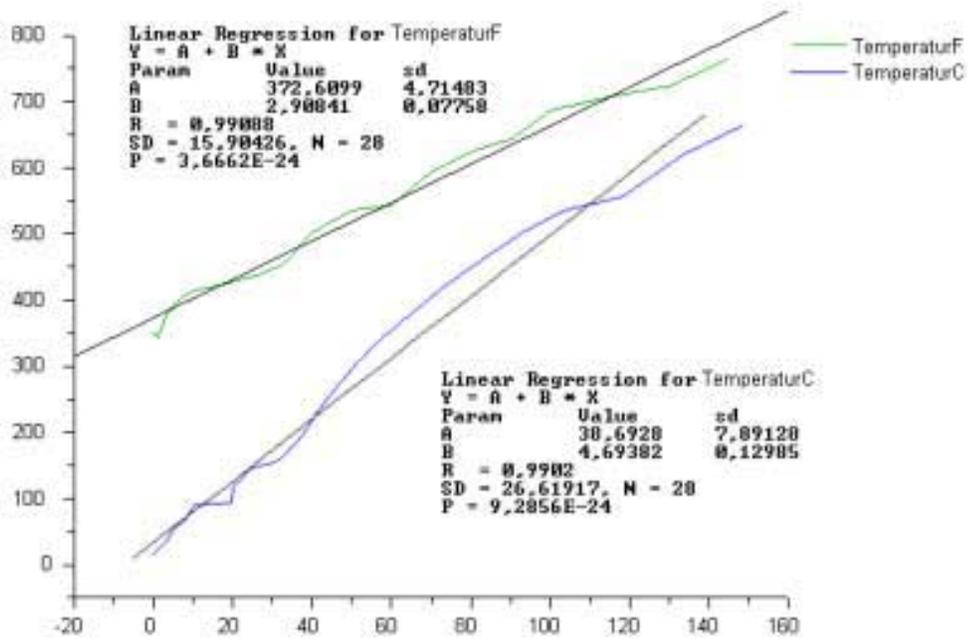


Figura 50 – Curvas de aquecimento forno e concreto



Figura 51 – Corpo de prova furado para monitorar aquecimento

Considerando-se os tempos de exposição, para cada nível de temperatura da curva padrão usados na pesquisa, e, acrescentando-se 8 minutos para o tempo de pré-aquecimento para ligação do forno, ter-se-iam as seguintes temperaturas no centro dos corpos de prova:

Tabela 26 – Temperaturas estimadas nos centros dos corpos de prova

<u>Temperatura de ensaio (°C)</u>	<u>Tempo de exposição (min)</u>	<u>Temperat. central do C.P. (°C)</u>
400	10	85,6
500	11	90,3
600	14	104,4
700	20	132,6
800	31	184,2

Observações:

- O tempo de exposição requerido naquela oportunidade para que o centro do corpo de prova atingisse 100°C foi de 25 minutos, quando o forno já acusava 560°C; aos 123 minutos de ensaio, o corpo de prova apresentava 558°C e o forno 804°C;
- Nos testes preliminares acima referidos, os corpos de prova que foram levados a 800°C perderam praticamente toda a sua resistência;
- A Figura 52, mostrando corpos de prova repletos de fissuras e de vesículas, atesta o estado de deterioração a que chegou o concreto aquecido até os 800°C



Figura 52 – Corpos de prova deteriorados por calor

Considerando as temperaturas centrais previstas na tabela 26 acima, os níveis de queda verificados nesta pesquisa, e as conclusões de autores como Nassif et al (1999), pode-se esperar queda maior na resistência residual do que prevê a norma brasileira NBR 14323.

CAPÍTULO 7

7 CONCLUSÕES

Importância dos pontos abordados

O levantamento bibliográfico confirma a importância dos pontos abordados neste trabalho ficando evidente que o assunto influência da temperatura nas propriedades do material ocupa lugar de destaque no campo da tecnologia do concreto. Pelos artigos consultados pode-se observar que a resistência residual após ciclos de alta temperatura é assunto pesquisado em vários locais do mundo.

Os resultados mostraram, ainda, que a queda de resistência sofrida pelo concreto após aquecimento é bastante representativa, mesmo para um breve período de exposição e em temperatura considerada baixa, como no caso dos 400°C na curva padrão; onde o período de aquecimento efetivo é menor que dois minutos. Contando-se o período de 8 minutos de pré-aquecimento, focalizado, da região de entrada do óleo diesel no forno, que é muito leve como solicitação térmica para os corpos de prova, ter-se-iam aproximadamente 10 minutos, ora, considerando-se, ainda, a inércia térmica do material, isto não seria suficiente nem para elevar a temperatura do centro do corpo de prova a 100°C, ou retirar-lhe toda a água livre. Mesmo nessas condições, a resistência já havia caído 30% em relação à inicial.

Com relação à influência do nível próprio de resistência do concreto na resistência residual, os resultados tendem a contradizer àqueles autores que colocam os concretos mais fracos como mais capazes de resistir ao calor. Aqui, o concreto de 25 MPa foi o de melhor desempenho neste aspecto; mas, o de 35 MPa, que é o mais forte dos concretos ensaiados, obteve resistência residual maior que o de 15MPa.

O trabalho executado pelos bombeiros durante e após os incêndios equivalem ao resfriamento brusco com aspersão de água fria, que é o tratamento mais agressivo após o ciclo de calor, por provocar um grande choque térmico no material, levando-o à maior queda de resistência. Pesquisas em métodos alternativos que tenham o mesmo desempenho, custo equivalente, mas que apresentem menores prejuízos à qualidade, seriam muito oportunas.

A recuperação de parte da resistência após resfriamento lento confirmou as afirmativas de alguns autores, mesmo que o período de recuperação tenha sido de apenas 24 horas. Num período maior, esta recuperação poderia ser até mais positiva.

Transferência ao meio

Todo trabalho deve ter seus resultados amplamente divulgados. Somente desta forma o conhecimento adquirido poderá contribuir para o avanço tecnológico da Nação. A carência de dados experimentais obtidos em pesquisas nacionais, aliado ao fato de fazermos parte de uma instituição pública, e, portanto, sem custo para os pesquisadores, são fatores que não permitem a opção de nos abstermos em divulgar os resultados obtidos.

Desta forma, pretendemos efetuar a publicação de trabalhos técnicos em congressos nacionais e, mesmo, internacionais. Também está prevista a publicação de artigos em revistas técnicas especializadas.

Continuidade dos estudos

Novos estudos deverão contemplar o esclarecimento de alguns pontos que permaneceram em dúvida, mais especificamente aqueles em que não foi possível constatar diferenças significativas, do ponto de vista estatístico, de desempenho nos ensaios.

Após as constatações de queda de resistência, feitas por este trabalho, passou a ser muito importante uma verificação, de forma direta, dos valores da NBR 14323 (Tabela 25 - pág. 85). Deveriam ser obtidas as resistências residuais para certos níveis de temperatura média, mas do próprio concreto, não apenas dos gases de um ambiente de incêndio.

Outra linha de ação deverá contemplar a realização de estudos com os concretos de alto desempenho - CAD, cuja aplicação já se encontra em franca expansão nas estruturas prediais brasileiras.

A aplicação de carga durante o aquecimento, com um quadro de reação envolvendo o forno, seria também importantíssimo.

Devemos, também, ter bem claro os parâmetros que limitaram este trabalho, os vários pontos que não foram objeto de estudo, como maior abrangência de investigação e outros que podem influenciar nas propriedades estudadas. Assim sendo, novas linhas de pesquisa se abrem na medida que também é importante avaliar resistências residuais para certos níveis de temperatura, mas do concreto, não apenas dos gases como neste primeiro trabalho; estudar o comportamento para agregados graúdos silicosos, considerar a porosidade e a absorção de água por capilaridade, ambas efetivas dos concretos ensaiados, e, por exemplo, novos estudos levando-se em conta a presença de armadura, a qual poderá contribuir significativamente para a evolução das conclusões obtidas neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1980). NBR 5628: Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo. Método de Ensaio. 12p.

ABNT (1999). NBR 14323: Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio - Procedimento.46p.

ABNT (2000). NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento.14p.

Abrams, M.S. (1971). Temperature And Concrete. ACI SP-25, p. 33-58, Michigan.

Alves, J.D. (1982). Manual de Tecnologia do Concreto. Ed. UFG, 152p, Goiânia.

Battista, R.C.; Batista, E.M. e Carvalho, E.M.L.(2000). Danos Estruturais Causados Pelo Incêndio no Prédio do Aeroporto Santos Dumont. 2º Congresso Internacional Sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas, 12p, Rio de Janeiro.

Bauer, L.A.F. et al. (1980). Materiais de Construção. v.1. Ed. LTC. 303p.

Benedetti, A. (1998). On the Ultrasonic Pulse Propagation into Fire Damaged Concrete. ACI Structural Journal, n. 95, p.259-271, Farmington Hills.

Bentz, D.P. (2000). Fibers, Percolation, and Spalling of High-Performance Concrete. ACI Materials Journal, n.97, p. 351-359. Farmington Hills.

Castillo, C. and Duranne, A.J. (1990). Effect of Transient High Temperature on High Strength Concrete. ACI Materials Journal, v.87, n.2, p. 47-53, Farmington Hills.

Chan, S.Y.N.; Peng, G.F. e Anson W. (1999). Fire Behavior of High-Performance Concrete made with silica fume at various moisture contents. ACI Materials Journal, n.96, p. 405-409, Farmington Hills.

Chang, W.T.; Wang, C.T.; Huang, C.W. et al. (1994). Concrete at Temperatures Above 1000-Degrees-C. Fire Safety Journal, n. 23, p. 223-243 . Oxford.

Cheyrezy, M.; Maret, V. and Frouin, L. (1995). Microstructural Analysis of RPC (Reactive Powder Concrete). Cement and Concrete Research, v. 25, n.7, p. 1491-1500, Aubervilliers.

Chew, M.Y.L. (1993). The Assessment of Fire Damaged Concrete. Building and Environment, v.28, n.1, p.97-102, Great Britain.

Chew, M.Y.L. (1993). Effect of Heat exposure duration on the thermoluminescence of Concrete. ACI Materials Journal, v.90, n.4, p.319-322, Farmington Hills.

Chrisp, T.M.; Waldron, P. and Wood, J.G.M. (1993). Development of a Nondestructive Test to Quantify Damage in Deteriorated Concrete. Magazine of Concrete Research, v.45, n.165, p. 247-256. London.

CIB W14 Report. (1983). A conceptual approach towards a probability based design guide on structural fire safety. Fire Safety Journal, n.6, p.1-79, Oxford.

Claret, A.M. (1998). Segurança Contra Incêndio de Edificações Estruturadas em Aço. Curso de Extensão, LARIN / DECIV / EM / UFOP, 110p.

Costa Neto, P. L.O. (1986). Estatística. Ed. Edgar Blucher Ltda, 6ª ed, , 264p
Coutinho, A.S (1987). Fabrico e Propriedades do Betão. LINEC, 2ª ed., Lisboa.

Dewar, J.D. (1982). Concrete durability: Specifying more simply and surely by strength. Concrete, v.15, n.2, p.19-21. London

Dias, W.P.S. ; Khoury, G.A. and Sullivan, P.J.E. (1990). Mechanical Properties of Hardened Cement Paste exposed to Temperature up to 700C (1292F), ACI Materials Journal, v. 87, n.2, p.160-166, Farmington Hills.

Dixon, W. J. and Massey Jr., F. G. (1983). Introduction to Statistical Analysis. Ed. McGraw Hill. 4ª ed. 678p.

Downing, D. e Clark, J. (1998). Estatística Aplicada. Trad. Farias, A.A.. Ed. Saraiva, 455p, São Paulo.

Felicetti, R. and Gambarova, P.G. (1998). Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concretes. . ACI Materials Journal, v.95, n. 4, p. 395-406, Farmington Hills.

Garette, G.G. and Malhotra, V.M. (1983). Performance of Dolostone and Limestone Concretes at Sustained High Temperatures, in Temperatures Effects on Concrete, ASTM Sp. Tech. Publ. n.858, p. 38-67, Philadelphia.

Grattan-Bellew, P.E. (1996). Microstructural Investigation of Deteriorated Portland Cement Concretes. Construction Building Materials, n.10, p.3-16, Oxford.

Gustaferrero, A.H. e Lin, T.D. (1986). Rational Design of Reinforced-Concrete Members for Fire Resistance. Fire Safety Journal, n. 11, p. 85-98. Oxford.

Hannant, D.J. (1964). Effects of Heat on Concrete Strength. Engineering, v.197, p.302, London

Helene, P. e Terzian, P. (1993). Manual de Dosagem e Controle do Concreto. Ed. Pini, 1ª ed., 349p.

- Hertz, K.D. (1992). Danish Investigations on Silica Fume Concretes at Elevated Temperatures. *ACI Materials Journal*, v.89, n. 4, p. 345-347, Farmington Hills.
- Hoel, P. G. (1980). *Estatística Matemática*. Ed. Guanabara Dois, 4^a ed, 373p.
- Jumppanen, U.M. (1989). Effect of Strength on Fire Behavior of Concrete, *Nordic Concrete Research Publication*, n.8, p.116-127, Oslo.
- Lankard, D.R. et al. (1971). Effects of Moisture Cement on the Strutral Properties of Portland Cement Concrete exposed to Temperatures up to 500F. *Temperature and Concrete*, ACI Sp-25, p.59-102. Detroit.
- Lea, F.M. (1970). *The Chemistry of Cement and Concrete*. Ed. Edward Arnold. 3^a ed. 657p.
- Lin, W.M.; Lin T.D. e Powers-Couche, L.J. (1996). Microstructures of Fire-Damaged Concrete. *ACI Materials Journal*, v. 93, n. 3, p.199-205, Farmington Hills.
- Mackenzie, R.C. (1972). *Diferencial Thermal Analysis*. Academic Press, v.2, 1^a ed., 607p.
- Malhotra, H.L. (1956). The Effect of Temperature on Compressive Strength of concrete. *Magasine of Concrete Research*, Ag. p.85. London.
- Malhotra, H.L. (1982). *Design of Fire-resisting Strutures*. Surrey University Press, 226p, New York.
- Mirshawka, V. (1986). *Probabilidades e Estatística para Engenharia*. Ed. Nobel. 6^a ed. 964p.
- Mehta, P.K. e Monteiro, P.J.M. (1994). *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. Ed. Pini, 573p.
- Mohamedbai, G.T.G. (1986). Effect of Exposure Time and rates of Heating and Cooling on Residual Strength of Heated Concrete. *Magasine of Concrete Research*, v.38, n.136, p.151-158, Farmington Hills.
- Morley, P.D. and Royles, R. (1980). The Influence of High Temperature on the Bond in Reinforced-Concrete. *Fire Safety Journal*, v.2, n. 4, p. 243-255, Oxford.
- Morsy, M.S.; Galal, A.F. and Abo-El-Enein, S.A. (1998). Effect of Temperature on Phase Composition and Microstructure of Artificial Pozzolana-Cement Pastes Containing Burnt Kaolinite Clay. *Cement and Concrete Research*, v.28, n.8, p. 1157-1163, Oxford
- Nagaraj, C.N. and Sinha, A.K. (1974). Heat-Resisting Concrete. *Indian Concrete Journal*, v.48, n.4, p. 132-137, India.

- Nasser, K.W. and Neville, A.M. (1965). Creep of Concrete at Elevated Temperatures. J. ACI, v.62, p.1567-1579. Michigan.
- Nassif, A.Y.; Rigden, S. e Burley E. (1999). The Effects of Rapid Cooling by Water Quenching on the Stiffness Properties of Fire Damaged Concrete. Magasine of Concrete Research, n.51, p. 255-261, London.
- Neville, A. M. (1997). Propriedades do Concreto. 2ª ed. Pini, 828p.
- Neville, A. M and Aitcin, P.C. (1998). High-Performance Concrete: Na Overview. Materials and Structures, v.31, n.206, p.111-117, Paris.
- Oconnor, D.J.; Morris, B. and Silcock, G.W.H. (1997). A Methodology for the Fire Resistance Testing of Structural Components at Reduced Scale. Journal of Testing and Evaluation, v.25, n.3 p. 273-282, Ulster Univ.
- O'Reilly, V. A. (1987). Metodo para Dosificar Mezclas de Hormigon. Ed. Centro de Informacion de la Construccion. 77p, Havana.
- Palermo Jr., L. e Cardelli, R.F. (1998). Um Estudo sobre o Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio, Relatório PIC UNICAMP, 51p, Campinas.
- Parrot, L.J. (1992). Water absorption in cover concrete. Materials and Structures, v.25, p.284-292, Paris.
- Prokopski, G. (1995). Fracture Toughness of Concretes at High Temperature Journal of Materials Science v. 30, n. 6, p. 1609-1612, Rzeszów.
- Riley, M.A. (1991). Possible New Method for the Assessment of Fire-Damaged Concrete. Magasine of Concrete Research, v. 43, n.155, p. 87-92. London
- Saad, M.; Abo-el-Enein, S.A; Hanna, G.B., and Kotkata, M.F. (1996). Effect of Silica Fume on the Phase Composition and Microstructure of Thermally Treated Concrete. Cement and Concrete Research, v.26, n.10, p.1479-1484, Cairo.
- Saad, M.; Abo-el-Enein, S.A; Hanna, G.B., and Kotkata, M.F. (1996). Effect of temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume Concrete. Cement and Concrete Research, v. 26, n.5, p. 669-675, Cairo.
- Sanjayan, G. and Stocks, L.J. (1993). Spalling of High-Strength Silica Fume Concrete in Fire. . ACI Materials Journal, n. 90, p. 170-173, Farmington Hills.
- Sarshar, R. and Khoury, G.A. (1993). Material and Environmental Factors Influencing the Compressive Strength of Unsealed Cement Paste and Concrete at High Temperatures. Magazine Concrete Research, v.45, n.162, p.51-61. London

Sersale, R. et al. Relationship Between Gypsum Content, porosity, and Strength in Cement. *Cement and Concrete Research*, v.21, n.1, p.120-126, New York.

Shen, Y.; Xu Z.; Xie P. and Tang, M. (1992). A New Method of Enhancing Cement-aggregate Interfaces, I. Ideal Aggregate and its Effects on Interfacial Microstructures. *Cement and Concrete Research*, v.22, n. 4, p. 612-620, Jiansu.

Silva, V.P. (2000). Verificação das Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio. *Revista Incêndio*,

Smith, P. (1994). Resistance to Fire and High Temperature, in *Concrete and Concrete-Making*. Eds. Klieger and J.F. Lamond, ASTM Sp. Tech. Publ. N.169C, p.282-295, Philadelphia.

Terro, M.J. and Hamoush, S.A. (1997). Effect of Confinement on Siliceous Aggregate Concrete Subjected to Elevated Temperatures and Cyclic Heating. *ACI Materials Journal*, n.94, p. 83-89, Farmington Hills.

Thienel, K.C. and Rostasy, F.S. (1995). Strength of Concrete Subjected to High Temperature and Biaxial Stress: Experiments and Modelling. *Materials and Structures* v. 28, n. 184, p. 575-581, Germany.

Vieira, S.R.S.S. e Ishikawa, P.H. (2000). Avaliação dos Danos Provocados por Incêndio em Estruturas de Concreto: Estudo de Caso. Relatório Sobre danos no Viaduto Alcântara Machado, 11p, São Paulo.

Zoldners, N.G. (1960). Effect of High Temperature on Concretes Incorporating Different Aggregates. *Proc. A.S.T.M.*, v.60, p.1087.

ANEXO A – Caracterização dos materiais empregados

XLS

Os resultados dos ensaios de caracterização efetuados nos materiais empregados no programa experimental estão apresentados da Tabela 25 à Tabela yy.

Propriedade	Unidade	Resultado
Resistência a 28 dias	MPa	38,1
Resíduo 200µm	%	2,98
Finura Blaine	m ² /kg	356
Início de Pega	Min.	152
Perda ao Fogo	%	5,15
Cal Livre	%	0,79
Trióxido de Enxofre	%	2,56
Resíduo Insolúvel	%	1,14
Água de Amassamento	%	28,60

Tabela 28 – Dados do Cimento Portland CP II - E - 32

Material	Massa Específica	Torrões de Argila	Material Pulverulento	Absorção	Módulo de Finura	Impurezas Orgânicas	Dimensão Máxima Característica
	Kg/dm ³	%	%	%	---	Cor	mm
Areia	Ver formulário específico abaixo						
Brita 1 Calcária	2,708	0	0,5	0,2	7,05	-	25
Normas	NBR 6458	NBR 7218	NBR 7219	NBR 9937	NBR 7217		NBR 7217

Tabela 29 – Índices físicos e substâncias nocivas dos agregados