

**ANÁLISE DA MUDANÇA DE COR EM CONCRETOS
SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS COMO
INDICATIVO DE TEMPERATURAS ALCANÇADAS E DA
DEGRADAÇÃO TÉRMICA**

Sheila Cristina Wendt

Porto Alegre
outubro 2006

SHEILA CRISTINA WENDT

**ANÁLISE DA MUDANÇA DE COR EM CONCRETOS
SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS COMO
INDICATIVO DE TEMPERATURAS ALCANÇADAS E DA
DEGRADAÇÃO TÉRMICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre

outubro 2006

WENDT, Sheila Cristina

Análise da Mudança de Cor em Concretos Submetidos a Altas Temperaturas como Indicativo de Temperaturas Alcançadas e da Degradação Térmica / Sheila C. Wendt. – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2006.

183p.

Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2006.

Orientação da Prof. Dr. Denise Carpena Coitinho Dal Molin, do Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho e da Prof. Ângela Borges Masuero.

1.incêndios. 2.degradação térmica do concreto. 3.altas temperaturas. 4.análise colorimétrica. 5.ultra-som. I. Dal Molin orientador, Denise. Dr. II. Silva Filho, co-orientador, Luiz Carlos Pinto. Ph.D. III. Masuero, co-orientador, Ângela Borges, Dr.

SHEILA CRISTINA WENDT

**ANÁLISE DA MUDANÇA DE COR EM CONCRETOS
SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS COMO
INDICATIVO DE TEMPERATURAS ALCANÇADAS E DA
DEGRADAÇÃO TÉRMICA**

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores
orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade
Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 23 de outubro de 2006

Profa. Denise Carpena Coitinho Dal Molin
Dra. pela Universidade de São Paulo
Orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. pela University of Leeds, Reino Unido
Co-Orientador

Profa. Ângela Borges Masuero
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Co-Orientador

Prof. Dr. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Armando Lopes Moreno Júnior (UNICAMP)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Carlos Otávio Petter (UFRGS)
Ph.D. pela Ecole Des Mines, Paris/França

Prof. Rogério Cattelan Antochaves de Lima (INIPAMPA/UFSM)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus familiares que, embora não tenhamos passado muito tempo junto nesses últimos meses, certamente estavam presentes em pensamento, dando sentido a minha jornada. Em especial aos meus pais, Maria Celete Wendt e Lauri José Wendt, minha irmã Joice e minha e sobrinha Laura

Ao meu marido Eduardo Ghisolfi, que foi meu maior incentivador, não permitindo que eu desistisse em momentos difíceis. É nas horas difíceis, quando há desânimo, cansaço e mau humor, que o amor é posto a prova. Agradeço pela paciência, compreensão e todo o amor dispensado. Você dá sentido à minha vida, te amo!

À professora Denise Dal Molin, por sua orientação e amizade. Sua capacidade de enxergar além da dificuldade, de compreender nossos anseios e traduzi-los em palavras de estímulo, me deu segurança e confiança para prosseguir.

Ao Professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, pelo estímulo e confiança, sempre disposto a apostar em novas idéias. Sua aposta na execução deste trabalho, dando subsídios para a sua realização, tanto técnicos como logísticos, tornou possível sua realização.

Ao aluno Doutorando, atualmente Doutor, Rogério Cattelan Antochaves de Lima, que com seus estudos precursores e inovadores sobre concretos em altas temperaturas, sedimentou conhecimentos necessários para o desenvolvimento de pesquisas relacionadas a esta linha de pesquisa dentro do LEME, sendo portanto, o grande responsável para que este trabalho pudesse ter sido realizado.

À colega e, com muito orgulho, amiga, Francieli Tiecher, que não só ajudou como também foi responsável pela conclusão deste trabalho. Nunca esquecerei suas palavras de estímulo e sua inestimável ajuda no presente trabalho. Você é uma daquelas pessoas iluminadas que vêm à terra de tempos em tempos para tornar a vida dos outros um pouco melhor, e no meu caso, muito melhor.

Ao colega Rodrigo Lameiras, que mesmo estando com pouco tempo para realizar seus ensaios, não só abriu mão da utilização da prensa como também ajudou nos ensaios de ruptura até tarde da noite.

Aos demais colegas de turma, Alana, Bortolazza, Carol Mendes, Cristiano, Eugênia, Diego, Ismael, Nauíra e Paulo Gud. Também aos colegas das outras turmas, em especial à Geilma que ajudou nos intermináveis ensaios de módulo de elasticidade.

Aos bolsistas de iniciação científica do LEME, em especial aos bolsistas do *Projeto Altas Temperaturas*, Luís Artur Siviero e Robson Alexandre Rodrigues, pela imensa contribuição e dedicação na realização dos ensaios de propagação de ondas ultrassônicas. Também agradeço à bolsista de iniciação científica e atualmente colega de pós-graduação, Luciane Fonseca Caetano, pela valiosa instrução na realização dos ensaios de módulo de elasticidade.

Aos funcionários do LEME, em especial ao técnico Eurípedes Fontes, que é um exemplo a ser seguido, de como o trabalho deve ser encarado, com dedicação, presteza, interesse e organização. Aos auxiliares técnicos do NORIE, Airton e Eder, que foram de essencial importância para a confecção dos concretos e transporte dos corpos-de-prova. À secretária do NORIE Simone, que sempre se mostrou extremamente simpática e prestativa com todos a sua volta.

Ao Laboratório de Processamento Mineral (LAPROM), em nome do Professor Carlos Petter, pelo uso do equipamento para as medições colorimétricas, e em especial à bolsista de iniciação científica Samanta Neves, que prontamente auxiliou na realização das medidas colorimétricas.

À Escola de Bombeiros, em nome do Major Vitor Hugo e do Capitão Luciano, pelo apoio de sua instituição, através do empréstimo do equipamento de proteção, sem o qual não seria possível realizar o manuseio dos corpos-de-prova quentes.

Por fim, agradeço a este Programa de Pós-graduação por me acolher e dar apoio e suporte para realização deste trabalho.

“Não sei como o mundo me vê; mas eu me sinto como um garoto brincando na praia, contente em achar aqui e ali uma pedrinha mais lisa ou uma concha mais bonita, tendo sempre diante de mim, ainda por descobrir, o grande oceano da verdade.”

Isaac Newton
1643-1727

RESUMO

WENDT, S.C. **Análise da Mudança de Cor em Concretos Submetidos a Altas Temperaturas como Indicativo de Temperaturas Alcançadas e da Degradação Térmica.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2006.

A avaliação de uma estrutura danificada por incêndios usualmente inicia por observações visuais do concreto, incluindo sua mudança de cor. A mudança de cor observada no concreto exposto a altas temperaturas persiste após seu resfriamento, constituindo-se em uma ferramenta importante para uma avaliação preliminar do nível de deterioração do concreto, pois essas mudanças podem ser relacionadas com as temperaturas as quais o mesmo foi exposto.

Com o objetivo de avaliar as mudanças de cor e a degradação térmica de concretos potencialmente encontrados em estruturas no estado, foram estudados concretos de resistência convencional, moldados com materiais usualmente empregados no RS. Foram utilizadas três relações água/cimento, empregando-se o cimento CPIV, agregado gráudo granítico e basáltico. Os espécimes moldados foram submetidos às temperaturas de 200°C, 400°C, 600°C e 900°C, utilizando-se como base uma taxa de aquecimento baseada na curva padrão “Temperatura-Tempo”. Após o aquecimento, os espécimes foram resfriados lentamente, no interior do forno, e bruscamente, com aspersão de água. A degradação térmica do concreto foi avaliada através de ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e ultra-som. Para a avaliação das mudanças de cor foi utilizada metodologia colorimétrica, método mais consistente do que uma avaliação visual subjetiva. Observou-se queda de resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto, conforme o aumento da temperatura de exposição. O ensaio de ultra-som mostrou-se bastante efetivo para detectar micro-fissuração do concreto, apresentando fatores de redução da velocidade de propagação mais semelhantes aos fatores de redução do módulo de elasticidade do que da resistência à compressão, mostrando a sensibilidade e potencialidade do método.

As maiores diferenças colorimétricas foram obtidas nos concretos expostos às temperaturas mais altas, acima de 600°C, cujos níveis de percepção podem ser classificados como facilmente distinguíveis e muito grandes, o que pôde ser confirmado pela análise visual dos concretos, na qual foi observado o surgimento de uma cor amarelada. Considera-se, portanto, viável a identificação dos níveis de temperatura de exposição do concreto através das diferenças colorimétricas, especialmente para altas temperaturas de exposição, e, portanto, de maior interesse, já que levam a níveis de degradação mais acentuados.

Palavras-chave: incêndios; degradação térmica do concreto; altas temperaturas; análise colorimétrica; ultra-som.

ABSTRACT

WENDT, S.C. **Análise da Mudança de Cor em Concretos Submetidos a Altas Temperaturas como Indicativo de Temperaturas Alcançadas e da Degradação Térmica.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2006.

Color Change Analysis in Concretos Exposed to High Temperatures as Indicative of Reached Temperatures and Thermal Degradation

The assessment of fire damaged concrete structures usually starts with visual observation of concrete, including his color change. The observed color change in high temperatures exposed concrete remains after cooling, consisting in a important tool for a preliminar assessment of concrete deterioration degree, therefore this changes could be related with the exposed temperatures.

With the objective of assessing the color changes and thermal degradation of concretos potentially finding out in state's structures, it was studied in this work normal-strength concretos made with materials usually finding in RS state. The concretos were made with three w/c ratio, with Pozzolanic cement (CPIV), granitic e basaltic coarse aggregate. The molded specimens were subjected to temperatures of 200°C, 400°C, 600°C e 900°C, with utilization of the standard fire curve (ISO 834). After heating, the specimens were allowed to a slow cool in the furnace, and quickly with water spread. The concrete thermal degradation was assessed with compressive strength test, elasticity modulus and pulse velocity measurements. The color changes was assessed by colorimetric methodology, a more consistent method than a subjective visual assessment. It was observed concrete loss of compressive strength and elasticity modulus with de increment of the exposure temperature. The pulse velocity test showed itself as a very effective for detecting concrete micro-cracks, showing reducing factors, as exposure temperature, more likely the elasticity modulus reducing factors than the compressive strength, indicating method sensibility and potentiality.

The larger colorimetric differences were obtained on concretos exposed at higher temperatures, above 600°C, witch perceptions levels can be confirmed by concretos visual analyses, where was observed the appeared of a buff color.

Can be consider, thus, viable to make the identification of concrete exposed temperatures levels through colorimetric differences, specially for higher exposure temperatures, end, thus, of major interest, since they conduce to more accentuated degradation levels.

Key-words: fire exposure; concrete thermic degradation; high temperatures; colorimetric analysis; ultrasonic pulse.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE TABELAS	15
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	17
1 INTRODUÇÃO	18
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	18
1.2 JUSTIFICATIVA	20
1.3 HIPÓTESES	23
1.4 OBJETIVOS	23
1.5 DELIMITAÇÕES DO ESTUDO	24
1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO	25
2 O CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	26
2.1 MECANISMOS FÍSICOS DE DEGRADAÇÃO	29
2.1.1 Comportamento Térmico do Concreto	31
2.1.1.1 Dilatação Térmica do Concreto	31
2.1.1.2 Condutividade Térmica do Concreto	34
2.1.2 Comportamento Térmico do Concreto Armado	36
2.2 TRANSFORMAÇÕES QUÍMICAS	38
2.2.1 Mudança de Cor	42
2.3 MECANISMOS EXTRÍNSECOS	49
2.4 NORMALIZAÇÃO REFERENTE A INCÊNDIOS NO BRASIL	54
2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	56
3 FUNDAMENTOS DE COLORIMETRIA	57
3.1 A COR	58
3.1.1 Fatores intervenientes na medição colorimétrica	58
3.1.2 Equipamentos utilizados nas medições colorimétricas	61
3.1.3 Métodos para avaliação colorimétrica	63
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL	66
4.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA	66
4.2 DEFINIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS PARA CONFECÇÃO DAS MISTURAS	66
4.3 DEFINIÇÃO DOS TRAÇOS	68
4.4 CONCRETAGEM DOS MODELOS	72
4.4.1 Produção das Misturas de Concreto	72

4.4.2 Moldagem e Adensamento	72
4.4.3 Desforma e Cura	73
4.5 DEFINIÇÃO E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	73
4.5.1 Método de Exposição dos Espécimes à Temperatura	75
4.5.2 Resfriamento	76
4.5.3 Resistência Mecânica	78
4.5.4 Módulo de Elasticidade	79
4.5.5 Propagação de Ondas Ultra-sônicas	80
4.5.6 Análise Colorimétrica	82
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	84
5.1 RESISTÊNCIA MECÂNICA	84
5.1.1 Efeito da Temperatura	86
5.1.2 Efeito da Mistura	89
5.1.3 Efeito do Agregado	91
5.1.4 Efeito do Resfriamento	93
5.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE	96
5.2.1 Efeito da Temperatura	97
5.2.2 Efeito da Mistura	100
5.2.3 Efeito do Agregado	101
5.2.4 Efeito do Resfriamento	103
5.3 PROPAGAÇÃO DE ONDAS ULTRA-SÔNICAS	105
5.3.1 Efeito da Temperatura	107
5.3.2 Efeito da Mistura	109
5.3.3 Efeito do Agregado	110
5.3.4 Efeito do Resfriamento	112
5.4 PREVISÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A PARTIR DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	114
5.5 PREVISÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO A PARTIR DO ULTRA- SOM	116
5.6 PREVISÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A PARTIR DO ULTRA-SOM	119
5.7 ANÁLISE COLORIMÉTRICA	120
5.7.1 Efeito da Temperatura	123
5.7.2 Efeito da Mistura	126
5.7.3 Efeito do Agregado	127
5.7.4 Efeito do Resfriamento	128

5.7.5 Análise Visual da Cor	129
5.8 PREVISÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO A PARTIR DAS DIFERENÇAS COLORIMÉTRICAS	133
5.9 PREVISÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A PARTIR DAS DIFERENÇAS COLORIMÉTRICAS	135
5.10 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS	136
5.11 COMENTÁRIO SOBRE OS FATORES DE REDUÇÃO ADOTADOS PELA NORMA NBR 15200	138
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	142
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	142
6.2 CONCLUSÕES	146
6.3 SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	148
REFERÊNCIAS	149
ÂPENDICE A - Resultados experimentais da resistência à compressão e do módulo de elasticidade	154
ÂPENDICE B - Resultados experimentais do ultra-som	161
ÂPENDICE C - Resultados experimentais das medições colorimétricas	168
ÂPENDICE D - Pós-testes	177

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: influência da temperatura sobre o módulo de elasticidade do concreto	29
Figura 2.2: curva da probabilidade de spalling para um grupo particular de concretos ..	30
Figura 2.3: variação da resistência à ruptura do aço em relação às variações de temperatura	37
Figura 2.4: evolução da intensidade normalizada durante o aquecimento – maior teor de C ₃ A	40
Figura 2.5: evolução da intensidade normalizada durante o aquecimento – menor teor de C ₃ A	40
Figura 2.6: redução da resistência à compressão do concreto sem aplicação de carga e ensaiado quente	42
Figura 2.7: relação entre a cor e a perda de resistência à compressão do concreto exposto a altas temperaturas	44
Figura 2.8: comparação de seções polidas de concretos submetidos a diferentes temperaturas	46
Figura 2.9: redução da resistência à compressão de concretos feitos com agregado calcário: (A) aquecido sem carregamento e ensaiado quente; (B) aquecido com carga igual a 0,4 da resistência e ensaiado quente; (C) aquecido sem carregamento e ensaiado depois de 7 dias conservados a 21 °C	49
Figura 2.10: resfriamento brusco dos corpos de prova	52
Figura 2.11: curva padrão “temperatura-tempo”	55
Figura 3.1: funções tristímulos correspondentes ao campo de observação do olho humano	59
Figura 3.2: comparação entre o funcionamento do cérebro humano, de um colorímetro e de um espectrofotômetro	62
Figura 3.3: sistema de cartões coloridos desenvolvido por Munsell	63
Figura 3.4: sistema L*a*b*	64
Figura 4.1: fluxograma esquemático da matriz experimental e do programa experimental	74
Figura 4.2: comparação entre as taxas de aquecimento	75
Figura 4.3: mufla para aquecimento dos corpos-de-prova	76
Figura 4.4: resfriamento brusco	78
Figura 4.5: ensaio para determinação do módulo de elasticidade	80
Figura 4.6: medição do tempo de propagação de ondas ultra-sônicas	82
Figura 4.7: utilização do equipamento de medição da cor – espectrofotômetro	83
Figura 5.1: médias das resistências à compressão	86
Figura 5.2: nível de significância da resistência à compressão entre os grupos de temperatura	89

Figura 5.3: médias da resistência à compressão por tipo de mistura	90
Figura 5.4: médias da resistência à compressão por tipo de agregado graúdo	92
Figura 5.5: médias da resistência à compressão em valores relativos por tipo de agregado graúdo e mistura (a/c)	93
Figura 5.6: médias da resistência à compressão por tipo de resfriamento	94
Figura 5.7: médias da resistência à compressão em valores relativos por tipo de resfriamento e mistura (a/c)	95
Figura 5.8: médias da resistência à compressão em valores relativos por tipo de resfriamento e agregado	95
Figura 5.9: médias dos módulos de elasticidade	98
Figura 5.10: nível de significância do módulo de elasticidade entre os grupos de temperatura	99
Figura 5.11: médias do módulo de elasticidade por tipo de mistura	100
Figura 5.12: médias do módulo de elasticidade por tipo de agregado graúdo	102
Figura 5.13: médias do módulo de elasticidade em valores relativos por tipo de mistura e agregado	103
Figura 5.14: médias do módulo de elasticidade por tipo de resfriamento	104
Figura 5.15: médias do módulo de elasticidade em valores relativos por tipo de resfriamento e mistura (a/c)	105
Figura 5.16: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas	107
Figura 5.17: nível de significância dos fatores de redução das velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas	109
Figura 5.18: médias dos fatores de redução das velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de mistura	110
Figura 5.19: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de agregado graúdo	111
Figura 5.20: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de agregado graúdo e mistura (a/c)	111
Figura 5.21: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de resfriamento	113
Figura 5.22: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de resfriamento e mistura (a/c)	113
Figura 5.23: curva de ajuste para os dados de resistência à compressão e módulo de elasticidade	115
Figura 5.24: curvas de ajuste para os dados de resistência à compressão e módulo de elasticidade por tipo de mistura	116
Figura 5.25: curva de ajuste para os dados do ensaio de ultra-som e resistência à compressão	117

Figura 5.26: curvas de ajuste para os dados do ensaio de ultra-som e resistência à compressão por tipo de mistura	118
Figura 5.27: curvas de ajuste para os dados do ensaio de ultra-som e módulo de elasticidade	120
Figura 5.28: médias das diferenças colorimétricas (ΔE)	124
Figura 5.29: nível de significância das diferenças colorimétricas (ΔE) entre os grupos de temperatura	125
Figura 5.30: médias das diferenças colorimétricas (ΔE) por tipo de mistura (a/c)	127
Figura 5.31: médias das diferenças colorimétricas (ΔE) por tipo de agregado graúdo	128
Figura 5.32: médias das diferenças colorimétricas (ΔE) por tipo de resfriamento	129
Figura 5.33: comparação visual da mudança de cor do concreto confeccionado com basalto	130
Figura 5.34: comparação visual da mudança de cor do concreto confeccionado com granito	131
Figura 5.35: comparação visual da mudança de cor dos agregados	133
Figura 5.36: curva de ajuste para os dados das diferenças colorimétricas e resistência à compressão	135
Figura 5.37: curva de ajuste para os dados das diferenças colorimétricas e módulo de elasticidade	136
Figura 5.38: fatores de redução x diferenças colorimétricas	137
Figura 5.39: fatores de redução da resistência à compressão em função da temperatura de exposição	140
Figura 5.40: fatores de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura de exposição	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: resistência à compressão residual para concretos submetidos a diferentes tempos de exposição e diferentes taxas de aquecimento e resfriamento	27
Tabela 2.2: coeficiente de dilatação térmica dos agregados	32
Tabela 2.3: influência do teor de agregado sobre o coeficiente de dilatação térmica	32
Tabela 2.4: coeficiente de dilatação térmica linear de concreto 1:6 com diversos tipos de agregados	33
Tabela 2.5: valores típicos de condutividade térmica do concreto	35
Tabela 2.6: espessuras de revestimento, em cm, recomendadas pela CEB/FIP	38
Tabela 2.7: mudanças em argamassas submetidas a duas horas de exposição em vários patamares de temperatura	47
Tabela 2.8: redução da resistência à compressão de acordo com o tipo de tratamento aos espécimes após aquecimento	53
Tabela 2.9: redução da resistência à compressão e do módulo de deformação de acordo com o tipo de resfriamento dos espécimes após aquecimento	53
Tabela 2.10: fatores de redução da resistência à compressão e módulo de elasticidade para concretos de massa específica normal	56
Tabela 4.1: características físico/mecânicas do cimento utilizado (dados do fabricante)	67
Tabela 4.2: caracterização química do cimento utilizado (dados do fabricante)	67
Tabela 4.3: composição granulométrica dos agregados graúdos	68
Tabela 4.4: composição granulométrica do agregado miúdo	68
Tabela 4.5: traços para a moldagem dos modelos	69
Tabela 4.6: resistência à compressão média dos concretos dosados	70
Tabela 4.7: traços definidos para a moldagem dos modelos	70
Tabela 4.8: resistência à compressão média dos concretos	71
Tabela 4.9: consumo de material por m ³ de concreto	71
Tabela 4.10: misturas produzidas	71
Tabela 4.11: resumo dos corpos-de-prova moldados para o programa experimental	74
Tabela 5.1: análise de variância múltipla da influência das variáveis independentes na resistência à compressão	85
Tabela 5.2: análise da variância da resistência à compressão	88
Tabela 5.3: análise de variância múltipla da influência das variáveis independentes no módulo de elasticidade	96
Tabela 5.4: análise da variância do módulo de elasticidade	99
Tabela 5.5: análise de variância múltipla da influência da temperatura e do agregado graúdo no módulo de elasticidade	102

Tabela 5.6: análise de variância múltipla da influência da temperatura e do resfriamento no módulo de elasticidade	104
Tabela 5.7: análise de variância múltipla da influência das variáveis independentes na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas	106
Tabela 5.8: análise da variância da propagação de ondas ultra-sônicas	108
Tabela 5.9: curvas para previsão do módulo de elasticidade a partir da resistência à compressão	114
Tabela 5.10: curvas para previsão da resistência à compressão a partir do ensaio de ultra-som	117
Tabela 5.11: curvas para previsão do módulo de elasticidade a partir do ensaio de ultra-som	119
Tabela 5.12: níveis de percepção das diferenças colorimétricas	121
Tabela 5.13: diferenças colorimétricas obtidas através da colorimetria diferencial	122
Tabela 5.14: análise de variância múltipla da influência das variáveis independentes nas diferenças colorimétricas	123
Tabela 5.15: análise da variância das diferenças colorimétricas	124
Tabela 5.16: curvas para previsão da resistência à compressão a partir das diferenças colorimétricas	134
Tabela 5.17: curvas para previsão do módulo de elasticidade a partir das diferenças colorimétricas	136
Tabela 5.18: fatores de redução comparados às diferenças colorimétricas	137
Tabela 5.19: fatores de redução da resistência à compressão e módulo de elasticidade para os concretos confeccionados no presente trabalho comparados aos valores recomendados pela norma NBR 15200	139

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Al_2O_3 : Óxido de Alumínio

ANOVA: Análise de Variância

ASTM: American Society for Testing and Materials

$\text{Ca}(\text{OH})_2$: hidróxido de cálcio

CaO : óxido de cálcio

CaCO_3 : carbonato de cálcio

CEB/FIP: Comité Euro-International du Béton / Fédération Internationale de la Précontrainte

CIE: Commission International d'Eclairage

CP IV: cimento Portland pozolânico

C-S-H: silicato de cálcio hidratado

DIN: Deutsches Institut Für Normung

Fe_2O_3 = Óxido de Ferro

ISO: International Standard Organization

GPa: giga Pascal

K_2O = Óxido de Potássio

LAPROM: Laboratório de Processamento Mineral

LEME: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais

MgO = Óxido de Magnésio

MANOVA: Análise de Variância Múltipla

MPa: mega Pascal

Na_2O = Óxido de Sódio

NBR: Norma Brasileira Regulamentada

NORIE: Núcleo Orientado para Inovação das Edificações

SiO_2 = Dióxido de Silício

SO_3 = Trióxido de Enxofre

RS: Rio Grande do Sul

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto é um material incombustível e que não emite gases tóxicos quando exposto a altas temperaturas, ao contrário de outros materiais de construção, como a madeira e o plástico. Além disso, o concreto é capaz de manter resistência suficiente por períodos relativamente longos, permitindo operações de resgate em caso de sinistros causados por incêndios (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p.145). Apesar de suas qualidades em relação à resistência ao fogo, o concreto sofre um grande número de fenômenos e processos físico-químicos durante o aquecimento, os quais podem ser extremamente destrutivos para o mesmo (PIASTA, 1984, p.415). Particularmente importantes são: a perda de resistência à compressão, a redução do módulo de elasticidade, a fissuração decorrente de tensões térmicas, a destruição da aderência entre a pasta de cimento e os agregados, mudanças químicas dos compostos da pasta de cimento endurecida e a perda de aderência entre o concreto e o aço (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004, p. 1; SHORT, PURKISS, GUISE, 2001, p.9). A deterioração do concreto é resultado de muitos fatores que interagem simultaneamente. Sua composição é um dos fatores que deve ser considerado, pois tanto a pasta de cimento como os agregados são formados por componentes que se desidratam e se transformam quando submetidos ao aquecimento. Além disso, a permeabilidade do concreto, o tamanho da peça e a taxa de crescimento da temperatura também são fatores influentes, uma vez que governam o desenvolvimento das pressões internas dos produtos gasosos da decomposição (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p.145).

No caso de estruturas expostas a altas temperaturas, o estudo das alterações sofridas pelo concreto é uma ferramenta essencial, pois auxilia a desvendar a história de aquecimento do concreto, tornando-se um instrumento importante, tanto para as pesquisas forenses, quanto para determinar se uma estrutura de concreto ainda é estruturalmente eficiente.

A avaliação de uma estrutura danificada por incêndios usualmente inicia pelas observações visuais do concreto, incluindo sua mudança de cor, fissuração e lascamento explosivo (ou

“spalling”) (SHORT; PURKISS; GUISE, 2001, p. 9). A mudança de cor observada no concreto exposto a altas temperaturas é permanente, constituindo-se, desta forma, em uma importante ferramenta para uma avaliação inicial do nível de deterioração sofrida pelo mesmo, já que, segundo Bessey (1950, p. 6), as mudanças de cor podem ser relacionadas com as temperaturas de exposição e, conseqüentemente, com a perda das propriedades mecânicas do concreto.

Embora de extrema importância, muitas vezes esta ferramenta é subestimada pela variabilidade de resultados apresentados pela literatura, os quais são determinados pelos diferentes materiais utilizados na confecção dos concretos, em especial, o tipo de agregado utilizado, isto é, de sua origem mineralógica e composição química, que irá variar dependendo da região de extração.

Dessa forma, para que a análise da mudança de cor em concretos submetidos a altas temperaturas possa apresentar resultados satisfatórios quando da avaliação inicial da estrutura, faz-se necessário o estudo de concretos confeccionados com materiais usualmente utilizados na região aonde os resultados venham a ser aplicados.

Internacionalmente, foram realizados alguns poucos estudos focados nas mudanças de cor em concretos expostos a altas temperaturas (BESSEY, 1950; GUISE, 1997; SHORT, PURKISS, GUISE, 2001; YÜSER, AKÖZ, ÖZTÜRK, 2004; LUO, LIN, 2005, entre outros), sendo que dos citados, apenas os trabalhos de Guise (1997), Short, Purkiss e Guise (2001), estes da mesma instituição de ensino na Inglaterra, e Luo e Lin (2005), utilizaram ferramentas de análise colorimétrica, não baseando suas análises somente na avaliação visual. Algumas outras publicações, embora não tivessem como foco principal as mudanças de cor em concretos submetidos a aquecimento, também abordaram o assunto (RILEY, 1991; LIN; LIN E COUCHE, 1996; GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004; LI; QIAN, SUN, 2004, entre outros). Embora os resultados destes estudos sejam importantes do ponto de vista de utilização da ferramenta de análise de mudança de cor em concretos expostos a altas temperaturas, os resultados apresentados refletem uma realidade dos países onde as pesquisas foram realizadas, e cujos resultados devem ser aplicados a concretos confeccionados com materiais semelhantes aos utilizados nas pesquisas, os quais, muitas vezes, não refletem a realidade dos materiais usualmente utilizados no estado do Rio Grande do Sul/BR. Além da natureza dos materiais utilizados na confecção dos concretos, as condições de ensaio definidas para os estudos, como

idade e método de cura, taxa de aquecimento, tempo de exposição à temperatura e o tipo de resfriamento, influenciam o comportamento do concreto exposto a temperaturas elevadas, podendo influenciar também as mudanças de cor.

Juntamente com a possibilidade de uma avaliação inicial do nível de degradação térmica sofrida pelo concreto, através da sua mudança de cor, é importante ainda que novos métodos de investigação, que não introduzam mais danos à estrutura, como os que ocorrem quando são utilizados ensaios destrutivos, como a extração de corpo-de-prova, sejam avaliados. Uma alternativa para avaliação do nível de degradação térmica de concretos expostos a altas temperaturas é o ensaio de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas.

A proposta do presente estudo é avaliar as mudanças de cor em concretos expostos a altas temperaturas juntamente com a perda de resistência à compressão e módulo de elasticidade, para concretos confeccionados com materiais usualmente utilizados no estado do Rio Grande do Sul, bem como avaliar o potencial do uso da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas para estimar o nível de degradação térmica do concreto em altas temperaturas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Estruturas de concreto que foram expostas a altas temperaturas impostas por incêndios devem ser avaliadas em termos de sua integridade estrutural, e, a partir dessa avaliação, poderá ser determinada a viabilidade de uma recuperação de sua capacidade resistente. Porém, antes das estruturas serem analisadas em detalhe, existe a necessidade de uma avaliação inicial, a qual irá balizar e delimitar regiões de maior interesse para análises mais aprofundadas, o que, além de otimizar a coleta de material e a extração de corpos-de-prova, faz com que se possa reduzir custos.

Uma ferramenta de avaliação inicial, que possa apontar regiões onde as temperaturas de exposição foram maiores, é de extrema importância quando da investigação da causa e origem de incêndios, fornecendo dados que podem auxiliar a definir concentrações de carga de incêndio e verificar o possível uso de acelerantes de queima.

É importante, ainda, lembrar que o profissional responsável pela avaliação inicial, muitas vezes, terá que decidir, baseado numa inspeção visual, sobre a integridade da estrutura de

concreto, tomando providências, quando necessário, em relação ao isolamento da área, com objetivo de evitar acidentes relacionados com desabamentos.

Embora para fins de intervenção com intuito de recuperar uma estrutura de concreto danificada pelo fogo não se dispense a realização de diversos outros ensaios, incluindo a extração de corpos-de-prova, para que se obtenha uma indicação mais precisa das condições do concreto, esses ensaios, de maneira geral, são demorados e dispendiosos, o que, muitas vezes, torna inviável a realização de uma avaliação mais profunda dos danos causados à estrutura. Desta forma, uma inspeção visual que forneça uma estimativa do nível de degradação do concreto assume um papel relevante em situações em que não se disponha de tempo ou recursos financeiros. A possibilidade de utilização de métodos de investigação que possam fornecer estimativas do nível de degradação do concreto, de fácil aplicação e baixo custo, e que não introduzam mais danos à estrutura, devem ser avaliados. Neste contexto, surge a necessidade do estudo de novos métodos de investigação do nível de degradação térmica do concreto que atendam a essas necessidades.

A inspeção visual de uma estrutura de concreto deteriorada pela ação do fogo, usualmente o primeiro passo para a avaliação inicial da estrutura, analisa, de forma geral, mudanças perceptíveis visualmente, tomando como parâmetro um concreto que não sofreu exposição. Uma dessas mudanças perceptíveis, como já mencionado anteriormente, é a coloração do concreto. Acredita-se que a cor pode vir a tornar-se um importante instrumento de avaliação, especialmente pela facilidade de aplicação. Porém, sua utilização em situações de avaliação de concretos atingidos por incêndios exige alguns cuidados. É necessário que se utilize uma escala de comparação que leve em consideração as características do concreto avaliado, especialmente, o tipo de agregado utilizado na confecção do mesmo.

Além disso, os estudos relacionados à investigação de concretos em altas temperaturas, incluindo os estudos sobre mudanças de cor, muitas vezes não expõem de forma inequívoca as condições de ensaio definidas para os estudos, como idade e método de cura, taxa de aquecimento, tempo de exposição à temperatura e a forma de resfriamento, fatores que influenciam o comportamento e o estado final do concreto. Desta forma, se faz necessário o desenvolvimento de estudos que considerem as diversas variáveis concernentes aos concretos para que se obtenham resultados que permitam verificar a possibilidade de prever a

degradação térmica do concreto exposto a altas temperaturas através da avaliação da mudança de cor.

Os trabalhos apresentados por Cánovas (1988), Yüser, Aköz e Öztürk (2004), Georgali e Tsakiridis (2004) indicam a possibilidade de se obter estimativas de perda de resistência mecânica do concreto através da análise da mudança de coloração sofrida pelo mesmo quando exposto a diversos patamares de temperatura. Embora os trabalhos indiquem essa possibilidade, é necessário verificar se o concreto confeccionado com materiais locais também apresenta comportamento semelhante quanto às mudanças de cor.

Já a grande maioria dos trabalhos publicados, concernentes à avaliação do concreto exposto a altas temperaturas, associam as perdas de resistência à compressão com a temperatura de exposição, o que ocorre também em relação às perdas no módulo de elasticidade do concreto. Assim sendo, uma ferramenta de avaliação que possa fornecer estimativas dos patamares de temperatura alcançados, faz com que seja possível associar os resultados de perda de resistência mecânica e módulo de elasticidade da literatura com o concreto sujeito à avaliação.

Assim sendo, a análise da mudança de cor do concreto pode vir a tornar-se uma ferramenta de extrema importância para uma avaliação inicial do concreto deteriorado, principalmente por fornecer estimativas de perdas de resistência e módulo de elasticidade com a simples inspeção visual de estruturas de concreto atingidas por incêndio, vindo a otimizar e racionalizar a coleta de material e a extração de corpos-de-prova, indicando as regiões que potencialmente sofreram as maiores degradações.

Além da análise da mudança de cor, outros métodos de investigação que possam fornecer estimativas do nível de degradação do concreto, de fácil aplicação e baixo custo, e que não introduzam mais danos à estrutura, podem ser associados para aumentar a confiança do diagnóstico. Uma alternativa que vem sendo estudada é o ensaio acústico de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, bastante utilizado na engenharia civil, e que também já foi utilizado para a investigação do nível de degradação sofrida pelo concreto exposto a aquecimento, nos estudos realizados por Mohamedbhai (1986) e Lima, Caetano e Silva Filho (2004).

Em outras situações, como em investigações sobre a localização do foco ou focos iniciais de incêndio e a causa do mesmo, informações sobre a perda de resistência ou módulo de

elasticidade tornam-se menos importantes. Nesses casos, as temperaturas alcançadas se tornam mais relevantes, pois são indicativos da carga de incêndio existente no local e do possível uso de acelerantes de queima, além de fornecer informações importantes sobre a localização do foco ou focos iniciais do incêndio. Sendo assim, uma correlação entre a mudança de cor sofrida pelo concreto e a temperatura a que foi submetido torna-se uma informação de vital importância para a investigação.

Considerando-se a necessidade de se obter, em uma avaliação inicial, uma estimativa de temperaturas alcançadas pelo concreto exposto a condições de incêndio e, conseqüentemente, estimativas do nível de degradação térmica sofrida pelo mesmo, a partir de uma inspeção visual, este estudo propõe-se a analisar as mudanças de cor em concretos submetidos a altas temperaturas e sua degradação térmica. Busca-se avaliar o potencial de utilização da análise colorimétrica para estimar os níveis de degradação de concretos convencionais, moldados com materiais normalmente utilizados no estado do RS, submetidos a tipos de resfriamento diferentes, além de avaliar o potencial do uso da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas para avaliação do nível de degradação térmica do concreto em altas temperaturas.

1.3 HIPÓTESES DE PESQUISA

É possível estimar as temperaturas de exposição e o nível de degradação térmica de estruturas de concreto expostas a altas temperaturas através da análise da mudança de cor sofrida pelo concreto.

1.4 OBJETIVOS

O objetivo principal definido para esta pesquisa foi:

Propor a análise da mudança de cor de concretos convencionais expostos a altas temperaturas como indicador das temperaturas alcançadas e da intensidade da degradação térmica (queda da resistência à compressão e módulo de elasticidade e comportamento da propagação de ondas ultra-sônicas).

Como objetivos secundários foram estabelecidos:

- avaliar a influência da dosagem dos materiais nas mudanças de cor sofridas pelo concreto e na sua degradação térmica, quando submetido a diversas condições de temperatura;
- avaliar a influência do tipo de agregado graúdo utilizado para a confecção do concreto nas mudanças de cor sofridas pelo mesmo e na sua degradação térmica quando, submetido a diversas condições de temperatura;
- avaliar a influência do tipo de resfriamento nas mudanças de cor sofridas pelo concreto e na sua degradação térmica, quando submetido a diversas condições de temperatura;
- avaliar a perda de resistência à compressão e do módulo de elasticidade, como parâmetros de avaliação da degradação térmica do concreto, submetido a diversas condições de temperatura;
- avaliar o uso da medição da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas como ferramenta de avaliação da degradação térmica do concreto, submetido a diversas condições de temperatura;
- realizar previsões através de modelagem estatística, utilizando-se os resultados dos ensaios realizados;
- verificar se os fatores de redução para a resistência à compressão e módulo de elasticidade da Norma *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* (ABNT, 2004), são adequados para prever o comportamento do concreto em temperaturas elevadas.

1.5 DELIMITAÇÕES DO ESTUDO

As delimitações desta pesquisa estão caracterizadas pelo estudo utilizando-se apenas um tipo de cimento para confecção dos corpos-de-prova, três relações água/cimento, dois tipos de agregados graúdos, um tipo de agregado miúdo, cinco temperaturas de aquecimento (incluindo-se a exposição à temperatura ambiente) e duas condições de resfriamento.

Quanto à forma de exposição dos corpos-de-prova ao calor, foi utilizado forno de alta capacidade, projetado segundo a curva “incêndio-padrão”, pois a simulação de uma condição de incêndio real, devido à complexidade e quantidade de variáveis envolvidas, e ainda a infraestrutura necessária, tornariam inviável a realização do estudo. Os ensaios de aquecimento foram realizados utilizando-se corpos-de-prova sem carregamento, limitação imposta pelo equipamento disponível.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação é estruturada em 6 capítulos como descritos a seguir.

No primeiro capítulo encontra-se a justificativa para as questões desta pesquisa, o objetivo principal e os objetivos secundários, além de apresentar as delimitações inerentes a este trabalho de pesquisa e a estrutura da dissertação.

O segundo capítulo faz uma introdução ao comportamento do concreto submetido a altas temperaturas, assim como sua mudança de cor.

No terceiro capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre os principais fundamentos de colorimetria, conhecimentos necessários para o entendimento da análise cromática dos concretos expostos às altas temperaturas.

O capítulo quatro apresenta o programa experimental definido para este estudo, apresentando e justificando a escolha das variáveis utilizadas e dos ensaios realizados, assim como os procedimentos adotados.

No capítulo cinco são apresentados os resultados obtidos com a realização do programa experimental, assim como uma análise e discussão dos mesmos.

O capítulo seis apresenta as conclusões obtidas com a realização deste estudo, além de trazer recomendações e sugestões para trabalhos futuros.

2. O CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS

Vários são os fatores que influem para a deterioração do concreto quando submetido a altas temperaturas. Tanto sua composição, incluindo-se pasta e agregados, quanto o tempo e temperatura de exposição influenciam o grau de deterioração.

A condutividade térmica e o calor específico aparente, características associadas às propriedades dos materiais constituintes do concreto, influenciam a transmissão de calor. A área específica interna, a porosidade e a permeabilidade influenciam os efeitos da umidade no interior do concreto (HARMATHY, 1973, p.180). Desta forma, fatores associados à composição do concreto, como os citados, assim como fatores externos ao mesmo, como a forma e o tempo de exposição à temperatura, a forma de resfriamento, vão influenciar no grau de deterioração final concreto.

Devido ao grande número de variáveis que influenciam o comportamento do concreto em altas temperaturas, as pesquisas realizadas com o propósito de estabelecer o efeito da exposição do concreto nestas condições apresentam resultados bastante variados. As razões para que estes resultados sejam tão variados deve-se basicamente ao fato de que os ensaios são realizados sob condições bastante distintas, não havendo um controle das principais variáveis intervenientes, levando a resultados diferenciados. Fatores como diferenças de tensões atuantes e da condição de umidade do concreto enquanto aquecido; diferenças na duração de exposição à temperatura elevada; diferenças nas propriedades dos agregados e formas de resfriamento tornam difícil uma generalização ampla dos resultados (NEVILLE, 1997, p.388). Muitas vezes, as condições de ensaio não são explicitadas de forma clara, tornando difícil avaliar as diferentes variáveis envolvidas nos estudos. Todos esses fatores conduzem a um grande intervalo de valores de perda de resistência em função da temperatura. Como exemplo de como as condições de ensaio influenciam os resultados de resistência à compressão, Mohamedbhal (1986, p.151-158) realizou estudos variando o tempo de exposição e a taxa de aquecimento e resfriamento, obtendo os intervalos de resistência à compressão mostrados na tabela 2.1.

Tabela 2.1: resistência à compressão residual para concretos submetidos a diferentes tempos de exposição e diferentes taxas de aquecimento e resfriamento

Temperatura máxima, °C	20	200	400	600	800
Intervalo de resistência residual, %	100	50-92	45-83	40-69	20-34

(fonte: MOHAMEDBHAI, 1986, p.154)

Embora os resultados sejam bastante variados, de uma forma geral, pode-se notar que a resistência diminui com o aumento de temperatura.

Quanto à perda de resistência, segundo Georgali e Tsakiridis (2004, p.1), usualmente entre 200°C e 250°C é percebida a primeira queda na resistência à compressão. A 300°C a redução na resistência à compressão varia na ordem de 15% a 40%, e a 550°C a redução na resistência à compressão tipicamente varia entre 55% e 70% de seu valor original.

Já Petrucci (1973, p.259) aponta que uma importante diminuição da resistência ocorreria a partir de 300°C e, em temperaturas da ordem de 600°C, a redução da resistência mecânica seria de cerca de 50%.

Em relação ao tipo de concreto, as perdas de resistência à compressão são bem menores em concretos leves do que em concretos convencionais, conforme os resultados dos estudos realizados por Sarshar e Khoury (1993, p.51-61), utilizando agregado graúdo de tijolos cerâmicos.

Para concretos de alta resistência, diversos estudos indicam uma maior perda de resistência, comparados a concretos de resistência convencional. Li, Qian e Sun (2004, p.1002), em estudos comparativos entre concretos de alta resistência e resistência convencional, concluíram que a perda de resistência dos concretos de alta resistência foi maior do que a perda do concreto convencional, especialmente até a temperatura de 400°C, onde, para concretos de resistência inicial da ordem de 76 MPa, a resistência residual foi de 63%, enquanto que para concretos de resistência inicial da ordem de 42 MPa, a resistência residual foi de 71%. Kodur e McGrath (2003, p.84) obtiveram pior desempenho em pilares de concreto de alta resistência do que em pilares de resistência convencional. Nos estudos conduzidos por Poon, Azhar e Wong (2001, p.1300), os mesmos observaram que até 400°C, os concretos de alta resistência mantiveram suas resistências originais, enquanto que, nos

concretos de resistência convencional, foi observada uma perda de 20% e após a temperatura de 400°C, ambos os tipos de concreto perderam resistência rapidamente, porém a taxa de perda de resistência foi maior nos concretos de alta resistência.

Já os estudos conduzidos por Lima (2005, 150p.), onde foram comparadas as relações entre a resistência à compressão e o módulo de deformação de concretos de alta e baixa compacidade (alta e baixa resistência, respectivamente) submetidos a altas temperaturas, mostraram que o crescimento da relação é maior para os concretos de baixa compacidade em relação aos de alta, o que permitiu afirmar que, diante da exposição ao calor, o desempenho dos concretos de alta resistência foi superior ao desempenho dos concretos de resistência convencional. Desta forma, inferiu-se que a sanidade dos concretos de alta resistência após um incêndio parece ser mais dependente dos fenômenos deletérios oriundos do spalling do que da deterioração de suas propriedades mecânicas. Assim sendo, desde que adotadas medidas que minimizem o risco de spalling, como por exemplo a adições de fibras de polipropileno, o concreto de alta compacidade pode se mostrar mais eficiente durante um incêndio.

O módulo de elasticidade do concreto também é fortemente influenciado pela temperatura. Em temperaturas em torno de 200°C, o módulo de elasticidade é da ordem de 70 e 80% e nas temperaturas em torno de 430°C, o módulo de elasticidade é da ordem de 40 a 50% do valor original (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p.147).

A figura 2.1 mostra o comportamento do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura. As duas curvas apresentadas referem-se a estudos realizado por pesquisadores diferentes.

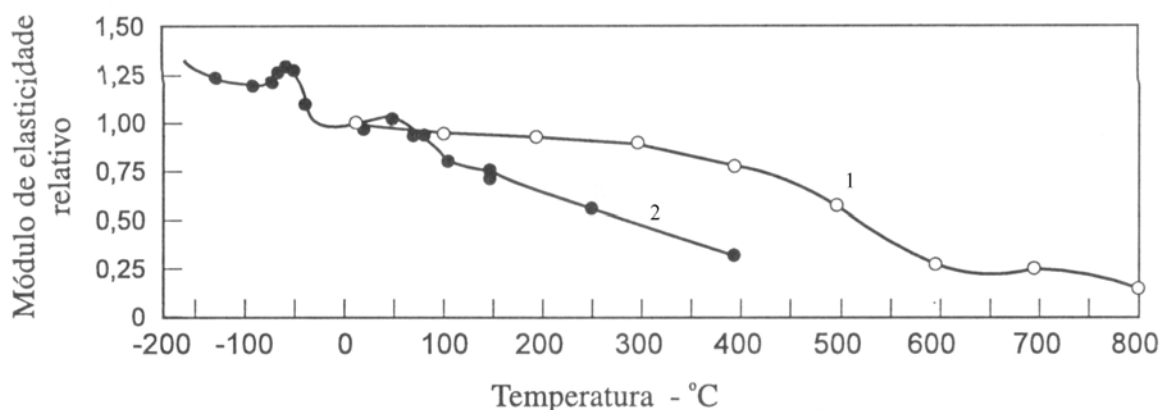


Figura 2.1: influência da temperatura sobre o módulo de elasticidade do concreto (1-CASTILLO; DURANNI, 1990, apud NEVILLE, 1997, p.391; 2-MARECHAL, 1972 apud NEVILLE, 1997, p.391).

Vários fatores agem na deterioração do concreto quando submetido a altas temperaturas. Estes podem ser divididos em fenômenos físicos e químicos. Embora, para efeitos de simplificação, esta divisão seja feita, na prática, os mesmos ocorrem simultaneamente, e muitas vezes fica difícil distinguir-se os limites entre ambos, pois além de simultaneidade dos fenômenos, muitos deles ocorrem de forma vinculada.

2.1 MECANISMOS FÍSICOS DE DEGRADAÇÃO

O principal fator físico que age na deterioração do concreto quando submetido a altas temperaturas é o desenvolvimento de tensões internas geradas pelo aquecimento do concreto. Estas tensões podem surgir tanto pela evaporação da água existente na massa de concreto, quanto pela dilatação térmica diferencial entre os materiais constituintes do mesmo.

Ao elevar-se a temperatura, os vários tipos de água contida no concreto são prontamente perdidos (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p.145). Um dos primeiros efeitos de um aumento lento na temperatura do concreto ocorre entre 100°C e 200°C, quando ocorre a evaporação da água livre contida na massa de concreto (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004, p.1). A presença de grandes quantidades de água evaporável no concreto, associada a uma baixa permeabilidade da pasta de cimento, quando submetido a uma taxa de aquecimento alta, pode resultar em danos ao concreto, sob a forma de lascamento superficial, o qual ocorre quando a

pressão de vapor dentro do material aumenta a uma taxa maior do que o alívio de pressão causado pela liberação de vapor para a atmosfera (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p.146).

Este efeito tem maior importância em relação aos concretos de alto desempenho (CAD), em consequência de sua menor quantidade de vazios e, conseqüentemente, menor porosidade e permeabilidade. Pode-se afirmar que o risco de lascamento explosivo, fenômeno conhecido como “*spalling*”, é tanto maior quanto menor a permeabilidade do concreto e quanto maior a velocidade de aumento da temperatura. Além disso, a perda de resistência a temperaturas elevadas é maior em concretos saturados do que em concretos secos (NEVILLE, 1997, p.389-390).

Sendo assim, a porosidade e a permeabilidade do concreto são importantes no alívio das tensões internas geradas pela evaporação da água existente no concreto, além de influenciar a tendência do concreto lascar explosivamente durante o aquecimento (HARMATHY, 1973, p.187). A influência da relação umidade/porosidade e permeabilidade do concreto no fenômeno de *spalling* pode ser observada na figura 2.2, onde os efeitos da umidade foram considerados para um grupo particular de concretos durante testes padronizados de exposição ao fogo.

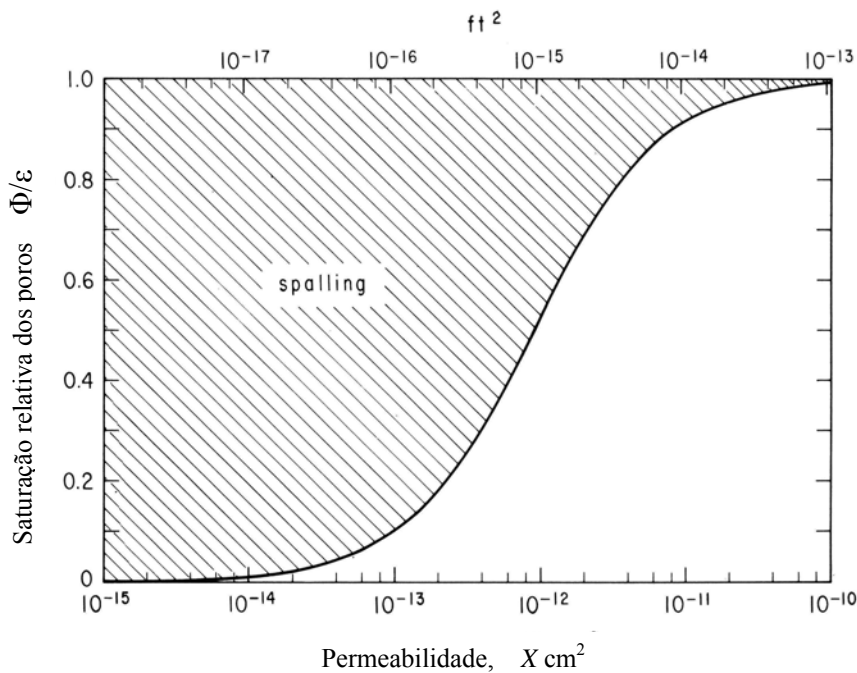


Figura 2.2: curva da probabilidade de *spalling* para um grupo particular de concretos (HARMATHY, 1973, p.203).

Pode-se observar que concretos com alta permeabilidade podem manter grandes quantidades de umidade sem risco de lascamento explosivo. Já uma umidade excessiva no momento de exposição ao calor, para concretos de baixa permeabilidade, aumenta a probabilidade de ocorrência de *spalling*.

Além das características físicas citadas, a baixa condutividade do concreto também influencia o comportamento do concreto em altas temperaturas, provocando um crescimento lento de temperatura no seu interior, fazendo com que muito do calor fornecido seja usado na evaporação da água livre (LEES, 1992, p.32). Disto resulta que, enquanto houver água livre para ser evaporada, haverá uma absorção de calor latente, e conseqüentemente, a taxa de crescimento da temperatura do concreto será retardada.

Outras características físicas significativas são as propriedades térmicas do concreto, como dilatação térmica e condutividade térmica, as quais são importantes na avaliação de gradientes térmicos, e também para o conhecimento do comportamento a temperaturas elevadas e na consideração da ação do fogo (NEVILLE, 1997, p.379). As propriedades térmicas do concreto (dilatação térmica e condutividade térmica) serão apresentadas a seguir.

2.1.1 Comportamento Térmico do Concreto

O concreto é geralmente bastante resistente ao fogo. Isso se deve principalmente às propriedades térmicas dos agregados, que compreendem cerca de 70% do concreto (GRATTAN-BELLEW, 1996, p.6). Essa grande quantidade de agregados no concreto faz com que as características dos mesmos influenciem sobremaneira as características do próprio concreto.

2.1.1.1 Dilatação Térmica do Concreto

O concreto tem um coeficiente de dilatação térmica positivo, mas seu valor depende do estado higroscópico no momento da variação de temperatura. A influência das proporções da mistura deve-se ao fato de que os dois principais constituintes do concreto, a pasta de cimento hidratada e o agregado, têm coeficientes térmicos diferentes, e o coeficiente do concreto é

uma resultante dos dois valores. O coeficiente de dilatação térmica linear da pasta de cimento hidratada varia entre $11 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ e $20 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, e normalmente é maior do que o coeficiente do agregado¹. Em termos gerais, o coeficiente do concreto é uma função do teor de agregado na mistura e do coeficiente do próprio agregado (NEVILLE, 1997, p.382). Na tabela 2.2 são mostrados os coeficientes de dilatação linear de alguns agregados, e na tabela 2.3 são mostrados os coeficientes de dilatação térmica de pastas de cimento com diferentes teores de agregado.

Tabela 2.2: coeficiente de dilatação térmica dos agregados

Tipos de agregado	Coeficiente de dilatação linear, $10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
Granito	5,8
Quartzito	11,7
Dolerito	7,7
Arenito	10,1
Calcário	4,5
Pedra de Portland	4,3
Escória de alto forno	7,9

(fonte: BONNELL; HARPER, 1951, p.5)

Tabela 2.3: influência do teor de agregado sobre o coeficiente de dilatação térmica

Relação cimento:areia	Coeficiente de dilatação térmica linear a dois anos de idade, $10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
Pasta	18,5
1:1	13,5
1:3	11,2
1:6	10,1

(fonte: MEYERS, 1940 apud NEVILLE, 1997, p.383)

Na tabela 2.4 são mostrados os valores dos coeficientes de dilatação térmica de concretos de proporção 1:6, produzidos com cimento Portland comum e diversos tipos de agregados, curados ao ar ou em água durante três meses.

¹ Os valores dos coeficientes de dilatação térmica apresentados no item 2.1.1.1 referem-se a ensaios realizados em temperaturas inferiores a 100°C . Portanto, não são considerados fatores intervenientes em temperaturas de exposição mais altas, como as consideradas em situação de incêndio.

Tabela 2.4: coeficiente de dilatação térmica linear de concreto 1:6 com diversos tipos de agregados

Tipos de agregado	Coeficiente de dilatação linear, $10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$	
	Curado ao ar	Curado em água
Seixo	13,1	12,1
Granito	9,5	8,6
Quartzito	12,8	12,2
Dolerito	9,5	8,5
Arenito	11,7	10,1
Calcário	7,4	6,1
Pedra de Portland	7,4	6,1
Escória de alto forno	10,6	9,2
Escória expandida	12,1	9,2

(fonte: BONNELL; HARPER, 1951, p.6)

Observa-se que os agregados silicosos, como o quartzito, possuem os maiores coeficientes de expansão linear, o que se reflete nos concretos confeccionados com esses agregados.

Esta expansão a que os agregados silicosos estão expostos ocorre devido ao quartzo presente nestes agregados, o qual sofre uma transformação polimórfica por volta dos 570°C , alterando o quartzo α em quartzo β , causando uma expansão brusca de 0,85%, podendo causar danos ao concreto (NEVILLE, 1997, p.162; YÜZER, AKÖZ, ÖZTÜRK, 2004, p.1). Já a utilização de agregados carbonáticos, devido à menor expansão térmica, produz concretos com desempenho superior a temperaturas elevadas, o que pode ser devido também a uma zona de transição mais resistente (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p.147).

As diferenças entre os coeficientes de dilatação térmica dos agregados e da pasta de cimento podem gerar tensões no concreto, as quais podem induzir fissuração no interior da pasta e em torno do agregado, fissuração que pode levar a fraturas profundas no concreto (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004, p.2).

Além da fissuração entre a pasta e agregados, com o aquecimento, a pasta de cimento Portland, que expande devido a suas próprias características de expansão térmica, é sujeita a uma contração, quando há o resfriamento do concreto com água. A contração devido à secagem, eventualmente, se torna muito mais acentuada do que a sua expansão térmica, provocando retração do material (SHOAIB; AHMED; BALAHA, 2001, p.1533).

2.1.1.2 Condutividade Térmica do Concreto

A condutividade térmica² é a característica que mede a capacidade de um material de conduzir calor e é definida como a relação entre o fluxo de calor e o gradiente de temperatura (NEVILLE, 1997, p.380). Genericamente, a condutividade térmica do concreto depende, inicialmente, da composição mineralógica e microestrutura dos agregados (HARMATHY, 1973, p.182). Os concretos com baixa condutividade térmica têm melhor resistência ao fogo, de modo que, por exemplo, concretos leves resistem mais ao fogo do que concretos convencionais (NEVILLE, 1997, p.391).

A massa específica normalmente não tem influência apreciável sobre a condutividade do concreto convencional. Já para concretos leves, devido à baixa condutividade do ar, a condutividade térmica varia com a massa específica do concreto (NEVILLE, 1997, p.380).

A condutividade térmica dos concretos produzidos com agregados com alto grau de cristalinidade, como o granito, é relativamente alta na temperatura ambiente, decrescendo com o aumento da temperatura. Concretos produzidos com agregados derivados de rochas formadas por granulação fina e de características amorfas, como o basalto, apresentam baixa condutividade em temperaturas ambiente e lento crescimento da condutividade conforme aumenta a temperatura (HARMATHY, 1973, p.182). Em geral, a cristalinidade da rocha aumenta a condutividade.

Dentre as rochas naturais mais comuns, o quartzo tem a maior condutividade térmica. Na tabela 2.5 são mostrados valores típicos de condutividade de concretos produzidos com diversos tipos de agregado, donde pode-se perceber a influência da natureza mineralógica sobre a condutividade do concreto.

² A *NBR 12815* estabelece o procedimento para determinação do coeficiente de dilatação térmica linear do concreto.

Tabela 2.5: valores típicos de condutividade térmica do concreto

Tipos de agregado	Massa específica do concreto úmido, kg/m³	Condutividade J/m².s.°C/m
Quartzito	2440	3,5
Dolomito	2500	3,3
Calcário	2450	3,2
Arenito	2400	2,9
Granito	2420	2,6
Basalto	2520	2,0
Barita	3040	2,0
Folhelho expandido	1590	0,5

(fonte: SCANLON; McDONALD, 1994 apud NEVILLE, 1997, p.380)

O grau de saturação do concreto é um fator importante, pois a condutividade do ar é menor do que da água. No caso de concretos leves, um aumento de 10% no teor de umidade aumenta a condutividade em cerca de 50%. Por outro lado, a condutividade da água é menor do que a da pasta de cimento hidratada, de modo que concretos com baixa relação a/c, com menos poros, têm uma maior condutividade (NEVILLE, 1997, p.380).

A condutividade térmica do concreto é influenciada pela variação de temperatura. Em temperaturas ambientes a condutividade térmica é pouco influenciada. A temperaturas mais elevadas, a variação da condutividade é complexa. Ela aumenta pouco com o aumento da temperatura, chegando a um valor máximo entre 50°C e 60°C. Com a perda da água do concreto decorrente do aumento da temperatura até 120°C, a condutividade diminui rapidamente. Em temperaturas entre 120°C a 140°C, o valor da condutividade tende a se estabilizar; a 800°C ela chega à cerca de metade do valor que tinha aos 20°C (NEVILLE, 1997, p.380).

Conforme a temperatura do concreto aumenta, as diferenças de condutividade térmica tendem a diminuir, sendo que estudos mostram que a temperaturas acima de 760°C, os concretos no intervalo de massa específica de 1920 a 2240 kg/m³ (valores para concretos secos em estufa) apresentam condutividades variando entre 1,05 a 1,38 J/m².s.°C/m (HARMATHY, 1973, p.183).

Relacionado com a condutividade térmica, tem-se a difusividade térmica, que representa a velocidade à qual a temperatura varia no interior de uma massa, sendo, portanto, um índice da

facilidade com a qual o concreto pode sofrer variações de temperatura³. A difusividade, δ , está relacionada com a condutividade, K , pela expressão (NEVILLE, 1997, p.380):

$$\delta = K / c * \rho \quad (\text{equação 1})$$

onde c é o calor específico, e ρ é a massa específica do concreto.

2.1.2 Comportamento Térmico do Concreto Armado

O coeficiente de dilatação linear do concreto e do aço não são muito diferentes (aço = 1,2 x concreto), porém suas condutividades térmicas são bastante diferentes (aço \approx 36 x concreto), donde supõe-se uma transmissão térmica apreciavelmente diferenciada entre ambos, de modo que uma parte ainda fria do concreto sofre a interferência da dilatação da barra de aço quente, o que acaba por fissurar o concreto circundante, pois gera esforços de tração por compressão adicional, causada pela dilatação da barra, provocando um dano irreversível à aderência entre ambos (FERNANDEZ; LUZAR, 1997, p.145). As fissuras em torno da barra, frequentemente desenvolvem-se onde fissuras incipientes, devido à retração por secagem, sobrecarga ou outros fatores, estão presentes (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004, p.2).

Além dos efeitos sobre a aderência entre o concreto e a armadura, as propriedades mecânicas do aço também diminuem com o aumento da temperatura. A exposição de elementos de aço a elevadas temperaturas torna seu comportamento mais dúctil, verificando-se uma redução no seu módulo de elasticidade e tensão de escoamento (GOUVÊIA, 2000 apud LIMA, 2001, p.30). Desta forma, o aumento da temperatura determina grandes deformações ao aço, fazendo com que muitos dos estudos do efeito do fogo sobre o mesmo sejam voltados para construções em estruturas metálicas.

As perdas de propriedades do aço em função do aumento da temperatura decorrem de alterações estruturais que começam a ocorrer em temperaturas acima de 400°C, provocando o aumento do tamanho dos grãos componentes do aço, diminuindo a sua tensão de ruptura e aumentando os alongamentos, sendo que, em temperaturas acima de 723°C, as

³ A NBR 12818 estabelece o procedimento de determinação de difusividade térmica do concreto.

transformações são mais enérgicas, havendo a transformação dos grãos de ferrita e de fenólito em austenita (CÁNOVAS, 1988, p.187). A perda de resistência à ruptura sofrida pelo aço, em consequência ao aumento de temperatura, pode ser observada na figura 2.3, onde um aço doce foi ensaiado a quente em diferentes temperaturas, assim como o mesmo aço que foi ensaiado à ruptura depois de resfriado até a temperatura ambiente.

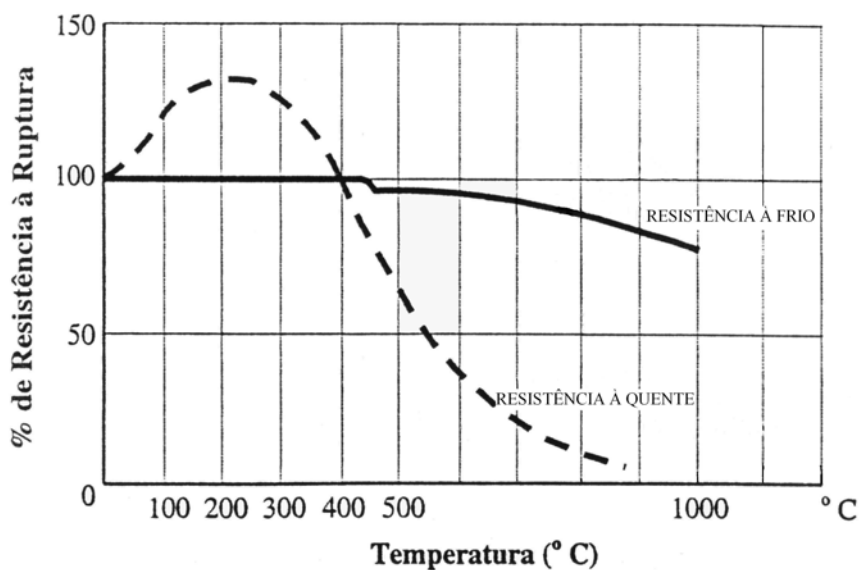


Figura 2.3: variação da resistência à ruptura do aço em relação às variações de temperatura (CÁNOVAS, 1988, p.187).

Até a temperatura de 300°C, há um acréscimo de resistência, sendo que acima desta temperatura, observa-se uma redução da resistência, reduzindo-se à metade na temperatura de 500°C (PETRUCCI, 1973, p.259).

Observa-se que o aço, após resfriamento, retoma parte de sua resistência inicial. Até a temperatura de 400°C, a resistência fica inalterada, e acima dessa temperatura, sofre uma gradativa redução de resistência, porém, sua resistência final não varia muito em relação à inicial.

Os cobrimentos de estruturas de concreto armado têm um papel importante na proteção da armadura. A ação de um incêndio poderá não afetá-la se existirem cobrimentos suficientes, sendo que poderá ocorrer apenas a perda desse cobrimento por ocasião do resfriamento, em virtude de variações dimensionais (PETRUCCI, 1973, p.259). Para que os cobrimentos assumam seu papel favorável como isolantes e protetores das armaduras frente à ação do

fogo, fazendo com que estas permaneçam abaixo da temperatura crítica de 500°C, são recomendadas espessuras de revestimento mínimas, de acordo com diferentes durações de resistência ao fogo, e o tipo de elemento estrutural, conforme a tabela 2.6 (CÁNOVAS, 1988, p.195).

Tabela 2.6: espessuras de revestimento, em cm, recomendadas pela CEB/FIP

Elemento estrutural	Tempo de resistência ao fogo (horas)			
	1	2	3	4
Pilares	2,5	4,5	6,0	7,5
Vigas isostáticas	4,0	6,5	8,0	9,0
Vigas contínuas	2,5	4,0	8,0	9,0
Placas armadas em uma direção	2,5	4,5	6,0	7,0
Placas armadas em duas direções	1,0	2,0	3,0	4,0

(fonte: CÁNOVAS, 1988, p.195)

2.2 TRANSFORMAÇÕES QUÍMICAS

A pasta de cimento é sempre um constituinte instável a altas temperaturas, e o grau de estabilidade dos agregados pode variar amplamente. Os componentes instáveis do concreto sofrem várias reações de decomposição quando aquecidos, principalmente em termos de desidratação. Essas reações são normalmente acompanhadas pela absorção de calor latente, indicado por um aparente aumento do calor específico. A absorção de calor utilizado nas reações de decomposição retarda o fluxo de calor através do material, fazendo com que a instabilidade química seja normalmente um recurso do ponto de vista de resistência ao fogo (HARMATHY, 1973, p. 183).

Materiais cristalinos desidratam a temperaturas definidas, enquanto que os materiais não-cristalinos, como o C-S-H gel, perdem sua água numa ampla faixa de temperaturas. Por exemplo, C-S-H mantido a 400°C por algumas horas perde tanta água quanto se tivesse sido aquecido até a temperatura de 600°C por alguns minutos. A desidratação dos hidratos conduz a uma mudança na estrutura que pode levar a perdas de resistência significativas (LEES, 1992, p.32).

Conforme o concreto vai aquecendo, por volta dos 100°C, inicia-se a desidratação do gel de C-S-H, que segue ininterruptamente até cerca de 870°C (HARMATHY, 1973, p.181). Segundo Georgali e Tsakiridis (2004, p.1-5), em torno de 250°C, inicia-se a evaporação da água combinada, incorrendo em transformações químicas nas fases do concreto. Na faixa de 550°C, ocorre a desidratação do hidróxido de cálcio (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004, p.1). Segundo Harmathy (1973, p.181), a desidratação do hidróxido de cálcio começa ainda antes, por volta dos 480°C. Durante o processo de desidratação do hidróxido de cálcio, há uma retração de quase 33%, tornando críticas as temperaturas nessa faixa (YÜZER, AKÖZ, ÖZTÜRK, 2004, p.1).

Castellote et al. (2004, p.1-12) realizaram estudos focados nas mudanças micro-estruturais induzidas pelo aumento da temperatura na pasta de cimento. Foi realizado um monitoramento das mudanças nas composições das fases de pastas de cimento enquanto as mesmas eram aquecidas até a temperatura de 620°C, com diferentes taxas de aquecimento, e subsequentemente resfriadas, com aquisição simultânea de dados utilizando difração de nêutrons. Foram produzidas pastas utilizando cimento Portland comum, um deles com alto teor de C₃A (>9%) e alto teor alcalino (>0,84% Na₂O), e outro com baixo teor de C₃A (<1%) e baixo teor alcalino (>0,84% Na₂O). As análises das difrações de nêutron permitiram identificar seis fases cristalinas principais: portlandita, etringita, calcita, óxido de cálcio, C-S-H gel e larnita. As figuras 2.4 e 2.5 mostram, respectivamente, a evolução das seis principais fases cristalinas analisadas durante o aquecimento das pastas produzidas com o cimento de maior teor de C₃A e alto teor alcalino, e com o cimento de menor teor de C₃A e baixo teor alcalino.

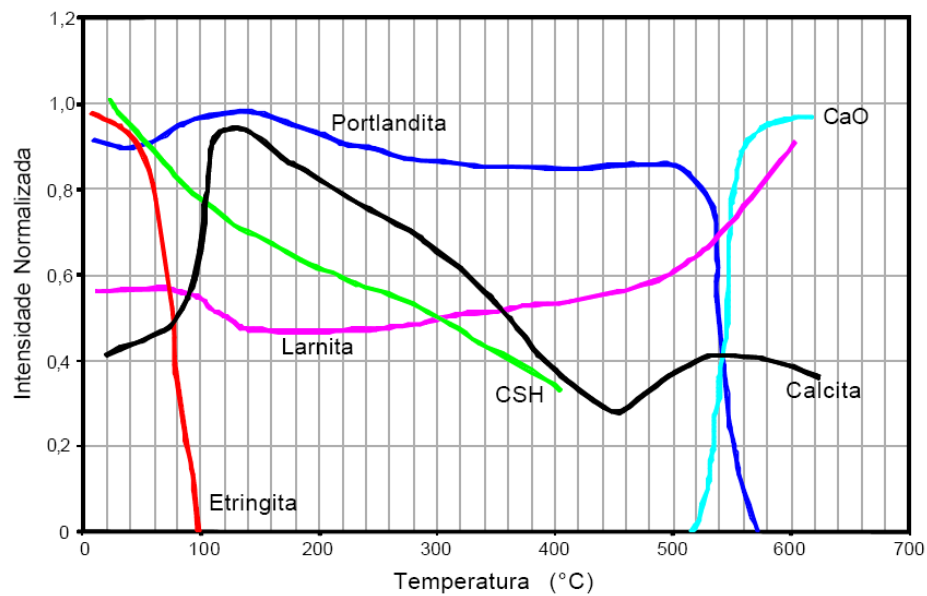


Figura 2.4: evolução da intensidade normalizada durante o aquecimento – maior teor de C_3A e alto teor alcalino (CASTELLOTE et al., 2004, p.11).

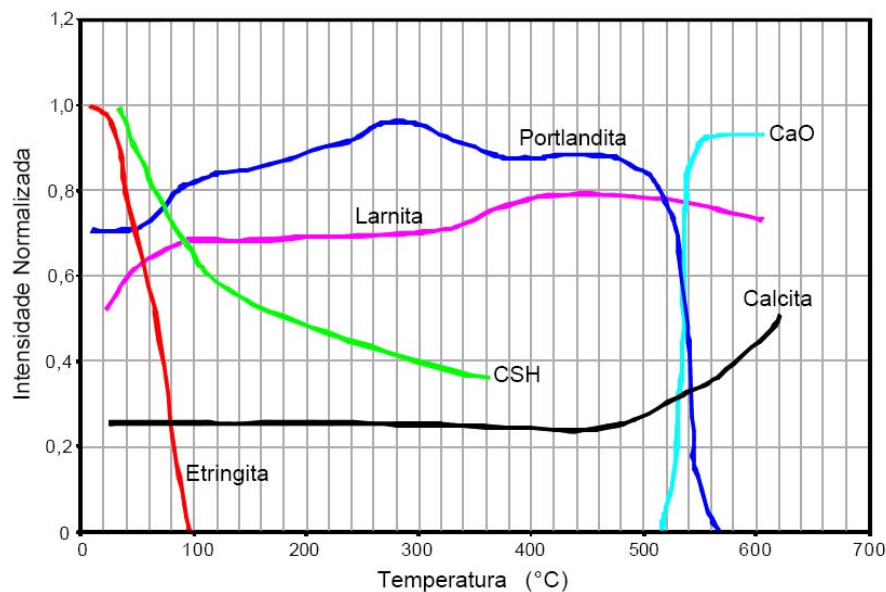


Figura 2.5: evolução da intensidade normalizada durante o aquecimento – menor teor de C_3A e baixo teor alcalino (CASTELLOTE et al., 2004, p.11).

Como pode ser observado nos gráficos das figuras 2.4 e 2.5, o tipo de cimento alterou as temperaturas de decomposição da portlandita, como também sua evolução com a temperatura. Para o cimento com o maior teor de C_3A , há um aumento desta fase até a temperatura de $120^{\circ}C$, sendo que após esta temperatura há um decaimento gradativo até a temperatura de

aproximadamente 560°C, onde há o desaparecimento da fase. Para o cimento com o menor teor de C_3A , há um aumento da fase portlandita até a temperatura de 280°C, vindo a partir dessa temperatura a decair gradativamente até o desaparecimento da fase, em temperatura semelhante ao cimento com o maior teor de C_3A . Para ambos os cimentos houve, no mesmo patamar de temperatura, a decomposição da portlandita com a formação de óxido de cálcio.

Percebe-se que a calcita apresenta um comportamento bastante diferenciado para os dois tipos de cimento testados. Em ambos os casos há um acréscimo da calcita e da larnita quando a fração cristalina do C-S-H gel desaparece, o que pode indicar uma descalcificação do C-S-H gel, sendo que o cálcio liberado, na presença de dióxido de carbono, pode reagir formando calcita. A decomposição da fase cristalina do C-S-H gel também dá origem a fases anidras (CASTELLOTE et al., 2004, p.11).

Após o resfriamento dos espécimes, a decomposição do CaO, formado com o aquecimento, foi total para o cimento com maior teor de C_3A , enquanto que parte do CaO foi mantido na pasta confeccionada com o cimento de menor teor de C_3A (CASTELLOTE et al., 2004, p.11).

A presença de CaO gerado pelos processos de desidratação, em situações de incêndio, quando há a extinção do fogo com água, faz com que o mesmo volte a hidratar-se, formando novamente hidróxido de cálcio, fazendo com que apareçam manchas brancas na superfície, após a extinção do fogo. O processo de hidratação causa um aumento de volume de 44%, podendo ocorrer algumas fraturas e desagregação do concreto, majorando sua porosidade. Isso torna claro que o processo de extinção do fogo é um fator importante, e deve ser considerado na avaliação dos danos causados ao concreto que foi submetido ao incêndio (YÜZER, AKÖZ, ÖZTÜRK, 2004, p.1).

Os agregados utilizados na confecção do concreto também estão sujeitos a transformações químicas com o aumento da temperatura. Os agregados calcários ($CaCO_3$), por exemplo, transformam-se em CaO nas temperaturas entre 800°C e 900°C, causando retração, e, conseqüentemente, danos ao concreto (YÜZER, AKÖZ, ÖZTÜRK, 2004, p.1). Embora os agregados calcários sofram essa transformação química em temperaturas abaixo de 800°C, a utilização de agregados de carbonato pode levar a uma resistência maior do concreto ao fogo. A razão disso é que a calcinação do agregado de carbonato é endotérmica e, em conseqüência, é absorvido calor e se retarda um aumento de temperatura. Outro efeito benéfico desse tipo de

agregado é que o material calcinado tem uma massa específica menor e, portanto, proporciona um meio de isolamento térmico da superfície (NEVILLE, 1997, p.391).

A temperaturas acima de 430°C, concretos com agregados silicosos perdem uma parte maior de resistência do que concretos com calcários ou com agregados leves, porém essa diferença desaparece quando a temperatura atinge cerca de 800°C, como pode ser observado na figura 2.6, onde foram ensaiados concretos de resistência inicial de 28 MPa, com vários tipos de agregados. Genericamente pode se dizer que o patamar de 600°C pode ser considerado o limite de temperatura para a integridade estrutural de concretos de cimento Portland (ABRAMS, 1971 apud NEVILLE, 1997, p.392).

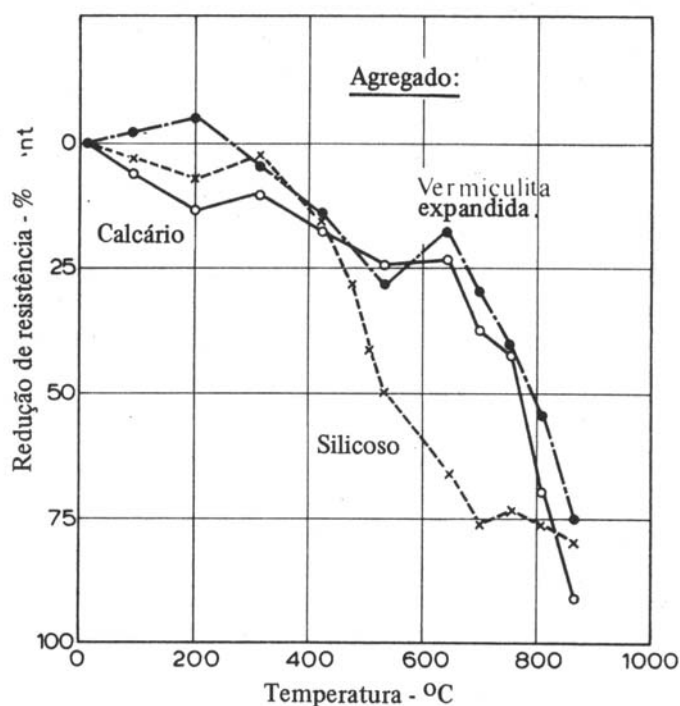


Figura 2.6: redução da resistência à compressão do concreto sem aplicação de carga e ensaiado quente (ABRAMS, 1971 apud NEVILLE, 1997, p.392).

2.2.1 Mudança de Cor

Como mencionado anteriormente, várias propriedades do concreto são afetadas quando este é exposto a altas temperaturas, tais como a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, entre muitas outras.

A mudança dessas propriedades leva a inúmeras situações de risco e, muitas vezes, acaba por comprometer o uso das estruturas de concreto sinistradas. A avaliação direta dos danos normalmente requer a extração de corpos-de-prova, o que implica em mais uma interferência danosa em uma estrutura já debilitada. Para que essa interferência seja minimizada, é importante que se faça uma avaliação inicial da estrutura sinistrada, sendo uma alternativa para tanto, a avaliação da aparência do concreto através da análise das alterações de cor que o mesmo sofre quando exposto a altas temperaturas. De acordo com Bessey (1950, p.6), mudanças visíveis na aparência das rochas, das argamassas de cal e cimento e de concretos expostos a altas temperaturas têm sido observadas e registradas em muitas ocasiões. Segundo Cánovas (1988, p.181), com a elevação da temperatura, o concreto sofre várias alterações de coloração, especialmente se os agregados são silicosos. Essas alterações podem servir, inclusive, como indicativos para que se estime a perda de resistência.

A presença de constituintes ferrosos nos agregados silicosos, especialmente na areia, faz com que haja alteração da cor amarela ou amarelo-amarronzada para a cor rosa ou vermelha, em torno dos 250-300°C. Isso ocorre porque, ao ser submetido a temperaturas em torno de 300°C, o ferro hidratado oxida, havendo, dessa forma, uma correspondência entre a desidratação do ferro e a cor observada (BESSEY, 1950, p.6-7).

Tem sido relatado na literatura que são as mudanças de coloração dos agregados utilizados no concreto que levam às alterações de cor do mesmo, ou seja, quando os agregados mudam de cor o concreto também muda. Isso foi descrito por diversos autores, tais como Bessey (1950, p.10-18), Cánovas (1988, p.181-182), Short, Purkiss e Guise (2001, p.9), Georgali e Tsakiridis (2004, p. 1), Yüzer, Aköz e Öztürk (2004, p.1-2), entre outros.

Bessey (1950, p. 6-10) avaliou o comportamento de diversos agregados com o aumento da temperatura, como descrito a seguir:

- Areia quartzosa e arenito: a cor original desses agregados encontrava-se entre amarelo e marrom. As alterações de cor desses ocorreram entre 250 e 300°C, passando para rosa ou marrom avermelhado;
- *Flint*⁴: as mudanças de cor com o *flint* foram semelhantes às ocorridas com a areia e o arenito, entre 250 e 300°C, sendo que a cor avermelhada foi mais ou menos intensa de acordo com a cor original da rocha;

⁴ flint ou flinstone: rocha sedimentar formada por silicato criptocristalino, categorizada como uma variedade da calcedônia. Não há tradução para o português.

- Calcário: originalmente brancos, os calcários avaliados alteraram-se para tons rosa e avermelhados entre 250 e 400°C. Com o aumento da temperatura para 800°C a cor avermelhada desapareceu. Aos 1000°C as amostras se desintegraram;
- Rochas ígneas (basaltos e granitos): nenhuma alteração de cor foi observada. Nos granitos foi observada apenas fissuração em temperaturas de aproximadamente 550°C, devido à expansão do quartzo.

No concreto exposto a altas temperaturas a mudança de cor é permanente, de modo que a temperatura máxima atingida durante um incêndio pode ser estimada pela observação da cor após resfriamento do concreto. A seqüência de cores observada em concretos expostos a altas temperaturas seria aproximadamente a seguinte: rosada ou vermelha entre 300°C e 600°C, cinza até cerca de 600°C a 900°C e amarela acima de 900°C (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004, p. 1) (ZOLDNERS, 1960 apud NEVILLE, 1997, p.393).

Conhecendo-se as temperaturas correspondentes às mudanças de cor do concreto com o aumento da temperatura, é possível relacionar as perdas de resistência do mesmo em função da sua cor, como pode ser observado no gráfico a seguir (figura 2.7).

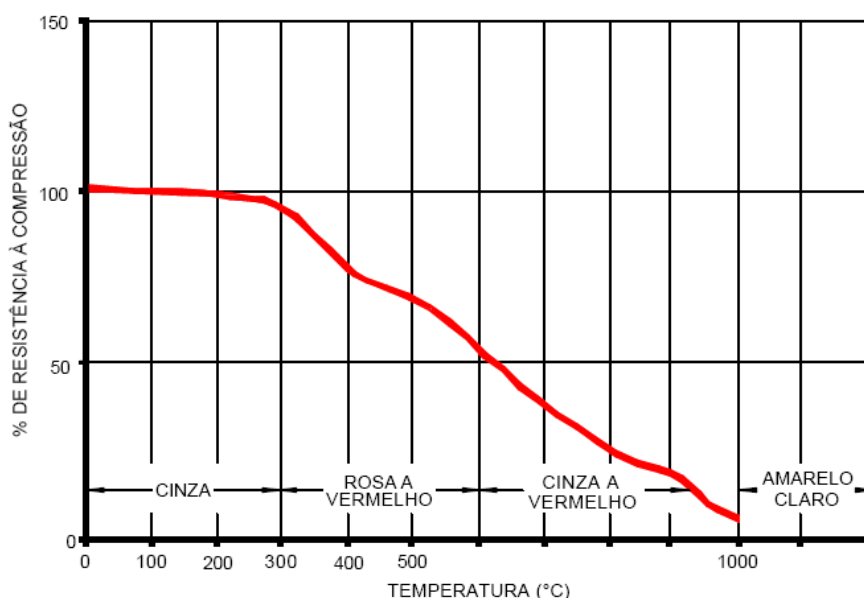


Figura 2.7: relação entre a cor e a perda de resistência à compressão do concreto exposto a altas temperaturas (CÁNOVAS, 1988, p.181)

Através do gráfico da Figura 2.7, verifica-se que, a partir dos 250°C a 300°C, aproximadamente, inicia-se a queda da resistência inicial do concreto, que fica em torno de 10%, sendo que neste momento não há alteração de cor do mesmo. Entre 300°C e 600°C o

concreto torna-se rosa ou vermelho e as quedas na resistência podem chegar a 50%. De 600°C a 950°C o concreto volta a ser cinza com alguns pontos avermelhados, indicando friabilidade e alta sucção de água com a resistência à compressão ficando bastante reduzida. Acima de 950°C até 1000°C a cor muda para um amarelo –alaranjado, iniciando-se a sinterização do concreto. Entre 1000°C até 1200°C o concreto sofre sinterização e sua cor se torna amarelo claro e sua resistências são totalmente anuladas, restando apenas um material calcinado e friável (CÁNOVAS, 1988, p.181).

Apesar de ser um bom indicativo das alterações das propriedades do concreto submetido a altas temperaturas, estudos relacionados com as mudanças de cor não são comuns. Um dos poucos trabalhos encontrados utilizando-se análise de cor por metodologias colorimétricas foi realizado por Short, Purkiss e Guise (2001, p.9-15) na Inglaterra. Os autores avaliaram a cor de concretos expostos a altas temperaturas através de análise de imagens. Para tanto, confeccionaram concretos com diferentes agregados graúdos comuns naquele país, quais sejam, seixo silicoso, granito, calcário e agregado leve de cinza volante, e diferentes percentuais de adição, e expuseram os mesmos a diversas temperaturas. As análises de cor foram feitas com um analisador de imagens, através do sistema RGB (vermelho/verde e azul), sistema correspondente ao CIE XYZ, o qual parte do princípio de que é possível obter qualquer cor com a mistura de diferentes percentuais das três cores primárias (vide discussão do estudo da cor no capítulo 3). As cores dos concretos foram analisadas de acordo com o percentual das três cores primárias presentes na cor do espécime avaliado. As cores também foram analisadas de acordo com sua matiz, saturação e intensidade. Ao final do estudo os autores concluíram que é perfeitamente possível fazer um histórico das temperaturas atingidas em um incêndio através da avaliação da cor do concreto por análise de imagens, obtendo-se melhores resultados do que em uma avaliação visual subjetiva. Foram observadas mudanças de cor mais pronunciadas com a utilização do agregado silicoso, sendo que, para os concretos confeccionados com os outros tipos de agregado, concluiu-se ser melhor analisar somente a matriz do concreto, ou seja, sem considerar os agregados graúdos. As imagens da Figura 2.8 mostram as alterações observadas nos concretos confeccionados com agregado graúdo silicoso.

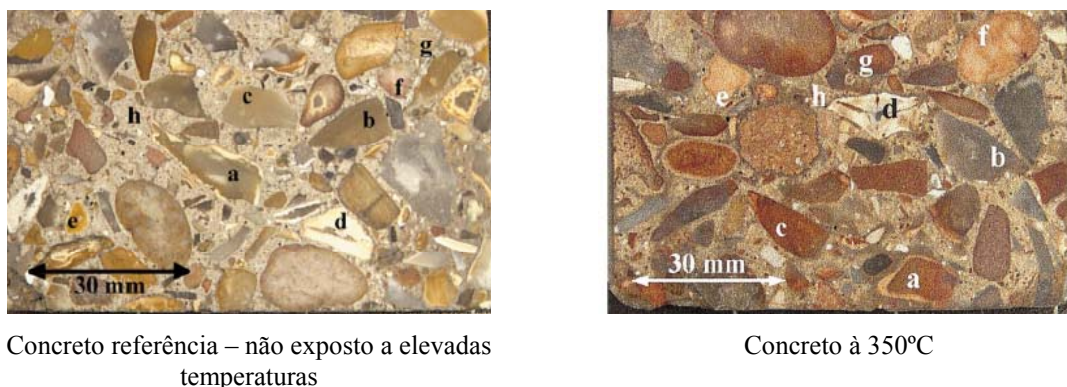


Figura 2.8: comparação de seções polidas de concretos submetidos a diferentes temperaturas (SHORT; PURKISS; GUISE, 2001, p. 12)

Luo e Lin (2005, p.90-97) analisaram as mudanças de cor de argamassas utilizando um sistema semelhante ao usado por Short, Purkiss e Guise (2001, p.9-15). Eles estudaram as mudanças de cor em argamassas com adições de cinza de resíduos de estações de tratamento de água, utilizando um *software* para analisar as intensidades das três cores primárias em imagens fotográficas das argamassas expostas a vários patamares de temperatura. Seus estudos mostraram que a adição de cinza influenciou as mudanças de cor das argamassas, reduzindo as intensidades das cores vermelha, verde e azul conforme o aumento do teor de adição da cinza. O estudo também mostrou que a escala da cor cinza nas areias pode vir a se tornar um importante fator na avaliação das temperaturas de um incêndio.

Yüzer, Aköz e Öztürk (2004, p.1-5) fizeram avaliações de resistência à compressão e de alterações na cor em argamassas submetidas a altas temperaturas. O estudo investigou o efeito da sílica ativa, que é uma adição que vem sendo comumente utilizada em concretos, e do tipo de resfriamento nas propriedades supracitadas. Os autores verificaram, mais uma vez, que a cor pode ser um indicativo da resistência do concreto em função da temperatura a que este esteve submetido, e pode ser utilizada para avaliar a profundidade danificada pelas altas temperaturas. Essas conclusões foram válidas independentemente do emprego ou não de sílica ativa ou do tipo de resfriamento a que as argamassas foram submetidas.

Em um estudo comparativo entre concretos de alta resistência e resistência convencional, Li, Qian e Sun (2004, p.1002) observaram que, até a temperatura de 200°C, nenhuma mudança de cor foi observada. Na temperatura de 400°C, observaram uma coloração a qual chamaram de amarelo-palha. Na temperatura de 800°C, observaram uma coloração branca-suja e, na

temperatura de 1000°C, uma coloração avermelhada. Concluíram que com a combinação das informações dos critérios de queda de resistência, mudança de cor, e temperatura durante o incêndio, a resistência à compressão residual pode ser inferida.

Riley (1991, p.87 –92) utilizou corpos-de-prova extraídos de estruturas reais, submetendo-os a duas horas de exposição em temperaturas de até 800°C, observando uma mudança de cor para bege-amarelada em temperaturas superiores a 500°C.

Já Georgali e Tsakiridis (2004, p.1-5), em um estudo de caso realizado através de investigações microscópicas em concretos acometido por incêndio, valeram-se da cor do concreto para chegar a algumas conclusões. A primeira é que a temperatura do incêndio excedeu 800°C. Isso pôde ser concluído em função do fato de que a superfície do concreto exposta ao fogo possuía coloração cinza com pontos vermelhos. Neste caso a resistência residual verificada foi 70% inferior à resistência inicial de cálculo prevista para o concreto.

A Tabela 2.7 apresenta os resultados de um dos primeiros estudos das alterações de cor de concretos e argamassas submetidos a temperaturas elevadas, realizado por Bessey (1950, p.6-18). Nesta tabela é possível verificar a relação entre a aparência de argamassas confeccionadas com dois tipos de areia, com alto e com baixo teor de ferro, e sua respectiva resistência mecânica.

Tabela 2.7: mudanças em argamassas submetidas a duas horas de exposição em vários patamares de temperatura

Temperatura (°C)	Argamassa A (areia com baixo teor de ferro)		Argamassa B (areia com alto teor de ferro)	
	Aparência	Resistência mecânica	Aparência	Resistência mecânica
Sem aquecimento	Cinza	-	Amarelado	-
200	Cinza escuro	Pequena queda	Nenhuma mudança	Pequena queda
250	Cinza escuro	Queda significativa	Nenhuma mudança	Pequena queda
300	Rosa claro	Queda significativa	Rosa	Pequena queda
400	Rosa um pouco mais intenso do que a 300°C	Queda significativa	Rosa intenso	Pequena queda
600	Idêntico aos 400°C	Resistência desprezível	Rosa intenso	Resistência desprezível
800	Escuro, mas não rosa	Resistência desprezível	Vermelho intenso	Resistência desprezível
900	Cinza claro	Resistência desprezível	-	-
1000	Cinza mais claro	Resistência desprezível	Rosa muito claro	-

(fonte: BESSEY, 1950, p.10)

Ao avaliar a Tabela 2.7, verifica-se que a areia com maior teor de ferro foi a que apresentou alterações mais significativas na aparência das argamassas. Isso significa que as relações entre alterações de coloração e queda na resistência (relatadas por diversos autores supracitados) serão mais perceptíveis quanto maiores forem os teores de ferro na constituição do agregado silicoso empregado.

Para concretos, Bessey (1950, p. 6-18) realizou experimentos com tempos e temperaturas de exposição variadas, utilizando termopares em diferentes profundidades do concreto a partir de sua superfície. Para concretos confeccionados com cimento Portland, areia natural e *flint* britado, foram observadas mudanças semelhantes em todos os concretos ensaiados, a não ser pela profundidade onde as mesmas ocorreram, de acordo com o tempo de exposição. As mudanças observadas, em quatro patamares de temperatura, são descritas a seguir:

- a) a 300°C, aproximadamente, a cor avermelhada descrita para as argamassas, observada na superfície, deu lugar a cor cinza, sendo que o limite entre as colorações pode ser facilmente definido. Com a utilização de diferentes tipos de areia, houve variações na intensidade de cor, e para alguns casos, a determinação da profundidade atingida era bem sutil, necessitando de um observador treinado e luz adequada;
- b) nas temperaturas entre 500°C e 600°C, algumas fissuras no agregado gráudo foram observadas e, nas maiores temperaturas do intervalo, o concreto fissurou e tornou-se friável, sendo estas modificações associadas à inversão do quartzo. A mudança de cor observada vai de rosa ou avermelhado para o cinza. Esse retorno à cor cinza é associado à reação do óxido de ferro, responsável pela cor avermelhada, com o óxido de cálcio, formando compostos de cálcio e ferro, de menor poder pigmentante. Esse fato é confirmado pela persistência da cor avermelhada na ausência de materiais contendo óxido de cálcio;
- c) em temperaturas próximas a 1000°C a cor do concreto novamente foi mudada do cinza para uma tonalidade amarelada, mas a mudança na cor não é sempre tão acentuada quanto às mudanças de cor observadas nas temperaturas menores. A profundidade onde esta mudança de cor ocorre, porém, usualmente pode ser percebida e usada como indicativo de temperaturas máximas na ordem de 950°C;
- d) a sinterização do concreto ocorreu em temperaturas acima de 1200°C, em uma profundidade que depende amplamente da quantidade de óxido de ferro presente.

Nos estudos conduzidos por Bessey (1950, p. 17), não foram observadas diferenças significativas na cor observada nos concretos para diferentes durações de exposição do concreto depois de alcançado o patamar máximo da temperatura de ensaio, ou na velocidade

de resfriamento do concreto. Também não foram observadas diferenças para concretos ensaiados úmidos ou secos.

2.3 MECANISMOS EXTRÍNSECOS

Foram comentados até o momento como as características intrínsecas do concreto e dos materiais utilizados na sua confecção contribuem para o seu comportamento quando o mesmo é submetido a altas temperaturas.

No entanto, o concreto quando analisado não somente como material e sim como uma estrutura, está sujeito a condições que também influenciam seu comportamento quando sujeito a aquecimento.

A figura 2.9 mostra como diferentes condições de carregamento influenciam nos resultados de perda de resistência.

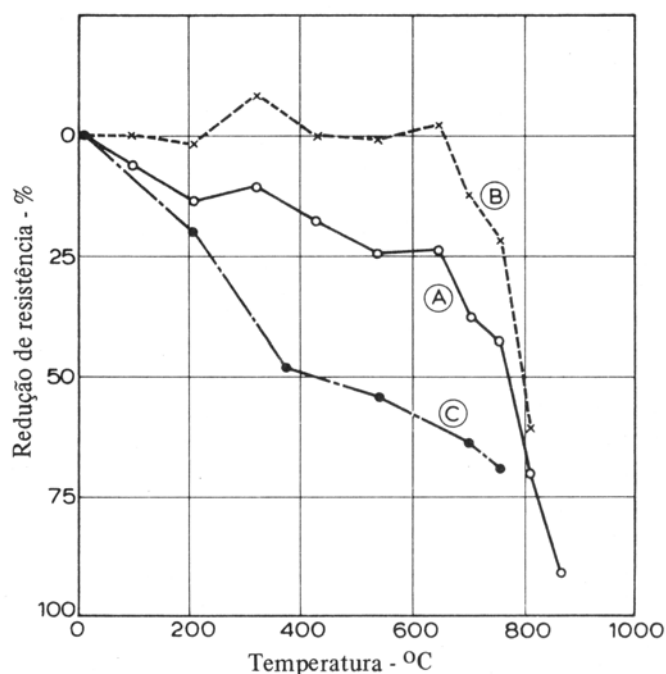


Figura 2.9: redução da resistência à compressão de concretos feitos com agregado calcário: (A) aquecido sem carregamento e ensaiado quente; (B) aquecido com carga igual a 0,4 da resistência e ensaiado quente; (C) aquecido sem carregamento e ensaiado depois de 7 dias conservados a 21 °C (ABRAMS, 1971 apud NEVILLE, 1997, p.393).

Concretos aquecidos sob carga conservam uma fração maior da resistência, ao passo que aquecendo elementos não carregados se obtém as menores resistências depois de resfriado. Sem aplicação de carga e ensaiado ainda quente, os valores são intermediários (NEVILLE, 1997, p.392).

Nos estudos conduzidos por Sarshar e Khoury (1993, p.51-61), a aplicação de uma carga constante de 15% da resistência inicial do concreto durante o ciclo de aquecimento resultou em um pequeno aumento na resistência residual para concretos confeccionados com agregado graúdo de tijolos cerâmicos. Já para pastas de cimento Portland, com adições de sílica ativa, escória de alto-forno e cinza volante, aquecidos com carregamento, foi observada uma redução na resistência residual em comparação com os corpos-de-prova aquecidos sem carregamento.

Além dos carregamentos à que uma estrutura está sujeita, outro fator externo ao material, que pode influenciar seu comportamento quando exposto a condições de incêndio, são as condições de resfriamento a que o concreto foi submetido.

Segundo Cánovas (1988, p.175), a água utilizada para a extinção de incêndios produz resfriamentos e contrações repentinas que provocam danos ao material, os quais podem ser tão destrutivos quanto aqueles causados pelo próprio fogo. Além disso, outro efeito danoso provocado pela extinção do fogo com água, o qual já foi referido anteriormente, diz respeito ao aumento de volume causado pela rehidratação do óxido de cálcio gerado durante os processos de desidratação do hidróxido de cálcio, que pode provocar fissuras e desagregação do concreto, aumentando sua porosidade (YÜZER; AKÖZ; ÖZTÜRK, 2004, p.1).

Em virtude disso, alguns pesquisadores têm incluído, em seus estudos, diferentes formas de resfriamento, com objetivo de avaliar a influência desta variável nas características residuais do concreto após exposição a altas temperaturas.

Yüzer, Aköz e Öztürk (2004, p.1-5) utilizaram dois tipos de resfriamento na avaliação da resistência à compressão e de alterações na cor em argamassas submetidas a altas temperaturas. Quando o forno alcançou a temperatura estabelecida para os ensaios, os exemplares foram retirados e resfriados em dois grupos, um ao ar, até alcançar a temperatura ambiente, e outro de forma rápida com água, onde os espécimes foram mergulhados em tubos contendo água à temperatura ambiente, sendo que, conforme a água era aquecida, os

espécimes eram mergulhados em outros tubos com água na temperatura ambiente, até que os espécimes alcançassem a temperatura do laboratório. Como exemplo, na temperatura de 600°C, temperatura considerada crítica, a perda de resistência à compressão para argamassas resfriadas ao ar foi de 40% e para as argamassas resfriadas em água foi de 70%, mostrando o efeito danoso do resfriamento brusco utilizando água.

Em um estudo realizado com argamassa, utilizando-se três relações água/cimento, Shoaib, Ahmed e Balaha (2001, p.1533-1538), adotaram três formas de resfriamento, quais sejam, com aspersão de água, ao ar e no interior do forno desligado, após exposição à temperatura de 600°C. As argamassas pesquisadas foram produzidas com cimento Portland e cada uma delas utilizava um tipo de agregado miúdo entre areia e dois tipos de escórias de alto forno. Concluíram que o tipo de resfriamento apresentou notada influência na resistência à compressão dos espécimes, sendo que os espécimes resfriados ao ar mostraram maior perda na resistência à compressão em relação àqueles resfriados no interior do forno e com água.

Analisando os efeitos do resfriamento rápido de concreto quente por aspersão de água, Nassif Rigden e Burley (1999, p.255-261) concluíram que o índice de danos para concretos resfriados ao ar após aquecimento a 320°C é do mesmo nível daquele para concreto aquecido a 220°C e resfriado por aspersão de água. Observaram que o módulo de elasticidade é extremamente sensível ao efeito de aspersão de água sobre o concreto confeccionado com calcário, especialmente em níveis menores de temperatura. Constataram que o valor residual do módulo foi de 31% após aquecimento a 217°C e subsequente aspersão de água, sendo que para o concreto resfriado ao ar, o valor residual do módulo foi em torno de 60%. Quanto aos gradientes de temperatura, observaram que em uma posição 30mm abaixo da face exposta, a temperatura chega em torno de 500°C, quando a face exposta encontra-se na temperatura de 900°C. Um gradiente térmico desse nível é bruscamente revertido se a face externa for sujeita à aspersão de água quando da extinção de um incêndio, podendo agravar o estado de fratura interna do concreto.

Mohamedbhai (1986, p.151-158), além de avaliar os efeitos do tipo de resfriamento, avaliou também o efeito de diferentes tempos de exposição aos patamares de temperatura, outro fator externo ao material que pode influenciar seu comportamento quando exposto a condições de incêndio. Os resfriamentos foram conduzidos no interior do forno, sendo que os espécimes foram retirados após duas horas do término do aquecimento, e ao ar, com os espécimes sendo

retirados do forno imediatamente após o término do aquecimento. Os tempos de exposição depois de alcançados os patamares de temperatura foram 1h, 2h, 3h e 4h. Foi constatado que para o tempo de exposição de uma hora, nas temperaturas entre 200°C e 800°C, o interior dos espécimes ensaiados não atingiu a temperatura máxima de exposição, a qual foi atingida para os demais tempos, com exceção da temperatura de 200°C com duas horas de exposição. Quase toda a perda de resistência à compressão ocorreu dentro de duas horas de exposição, e o tempo de exposição pareceu afetar mais os concretos nas temperaturas mais baixas de exposição, não afetando a resistência à compressão nas temperaturas acima de 600°C. O pesquisador também realizou medidas de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, concluindo que as medidas parecem fornecer melhores indicações da temperatura de exposição do que as da resistência à compressão.

Sarshar e Khoury (1993, p.57) também concluem que o tempo de exposição não afeta significativamente a resistência à compressão residual de pastas de cimento e concretos testados pelos pesquisadores, a não ser nos menores patamares de temperaturas.

Carvalho (2001, p.1-96) realizou estudos com concretos de resistência convencional, ensaiados de três maneiras: a quente, após resfriamento ao ar, denominado de resfriamento lento, e com aspersão de água, denominado resfriamento brusco (figura 2.10). Os resultados de resistência à compressão podem ser observados na tabela 2.8, onde são apresentados os percentuais de resistência residual dos concretos de resistência inicial da ordem de 15MPa e 25MPa.

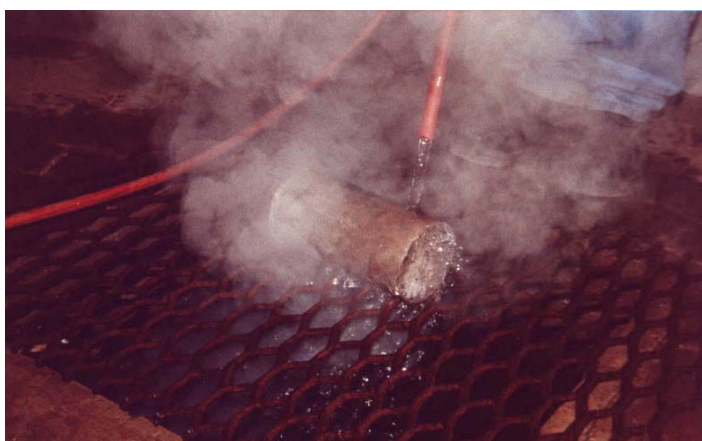


Figura 2.10: resfriamento brusco dos corpos-de-prova (CARVALHO, 2001, p. 48)

Tabela 2.8: redução da resistência à compressão de acordo com o tipo de tratamento aos espécimes após aquecimento

	Temperatura (°C)				
	400	500	600	700	800
15 MPa					
Ruptura à quente	70,9%	62,5%	59,7%	59,1%	49,1%
Resfriamento brusco	73,6%	58,7%	55,3%	48,33%	30,7%
Resfriamento lento	84,1%	82,3%	76,8%	56,7%	38,5%
25 MPa					
Ruptura à quente	70,1%	72,9%	63,8%	56,0%	47,0%
Resfriamento brusco	76,6%	72,3%	64,2%	58,7%	47,7%
Resfriamento lento	87,7%	79,2%	73,8%	71,7%	44,4%

(fonte: CARVALHO, 2001, p.53 e 55)

Observa-se que para todas as temperaturas de exposição, os concretos de 15 e 25 MPa mostraram menores perdas de resistência à compressão quando resfriados lentamente em relação ao resfriamento brusco, com exceção ao concreto de 25MPa na temperatura de 900°C. Ainda neste caso, cabe lembrar que o denominado resfriamento lento, onde os espécimes foram resfriados ao ar, não é na verdade um resfriamento lento pois os espécimes também sofreram o choque térmico entre a temperatura do interior do forno e a temperatura ambiente, o que, na verdade, não simularia a condição de um incêndio real onde não houve extinção de chamas, situação em que não há choque térmico pois toda estrutura resfria até a temperatura ambiente de uma forma contínua. Assim, um resfriamento no interior do forno simularia de forma mais adequada esta condição.

Souza e Moreno Jr. (2003, p.21-30) também avaliaram o efeito do resfriamento em corpos-de-prova de concreto com resistência convencional. Realizaram dois tipos de resfriamento, um deles lento, no interior do forno, e outro brusco, com imersão em água corrente, sendo que os resultados apontaram para uma maior perda de resistência e módulo de deformação nos concretos resfriados bruscamente, conforme pode ser observado na tabela 2.9.

Tabela 2.9: redução da resistência à compressão e do módulo de deformação de acordo com o tipo de resfriamento dos espécimes após aquecimento

	Resistência à compressão			Módulo de deformação		
	300°C	600°C	900°C	300°C	600°C	900°C
Resfriamento lento	88%	86%	8%	50%	30%	3%
Resfriamento brusco	81%	73%	0%	41%	19%	0%

(fonte: SOUZA; MORENO JR., 2003, p.26 e 27)

Os pesquisadores avaliaram também o efeito da rehidratação do concreto, conservando os corpos-de-prova, após aquecimento, imersos em água. Concluíram que os corpos-de-prova recuperaram parte de sua resistência à compressão e módulo de deformação com o passar do tempo, sendo que a recuperação foi maior para as menores temperaturas de exposição.

2.4 NORMALIZAÇÃO REFERENTE A INCÊNDIOS NO BRASIL

Os edifícios modernos são construídos levando-se em consideração a prevenção da propagação do fogo, mediante conveniente compartimentação realizada com materiais adequados, com objetivo principal de preservar a integridade física e minimizar as perdas materiais. Neste sentido, os ingleses, suecos e americanos são bastante rígidos quanto ao cumprimento das normas construtivas para prevenção de incêndio, baseadas em legislações bastante completas (CÁNOVAS, 1988, p. 173).

No Brasil, regulamentações relacionadas com a segurança de edificações em situação de incêndio começaram a ocorrer na década de setenta, incentivadas pelos sinistros dos edifícios Andraus e Joelma, em São Paulo e da Caixa Econômica Federal, no Rio de Janeiro (LIMA, 2005, p.30).

A norma brasileira *NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo* (ABNT, 2001) tem como objetivo prescrever o método de ensaio destinado a determinar a resistência ao fogo de componentes construtivos estruturais representada pelo tempo em que as respectivas amostras, submetidas a um programa térmico padrão, satisfazem as exigências da norma. Esta norma se aplica a lajes, pilares, vigas e paredes estruturais. O programa térmico padrão adotado nos ensaios deste trabalho foi baseado na curva padrão “temperatura-tempo”, mostrada na figura 2.11.

Essa padronização, adotada pela NBR 5628, é aceita internacionalmente e foi convencionada pela International Standard Organization através da norma ISO 834 (ISO, 2004), permitindo a mesma simulação de incêndio em qualquer país, sendo utilizada pela maioria dos países europeus.

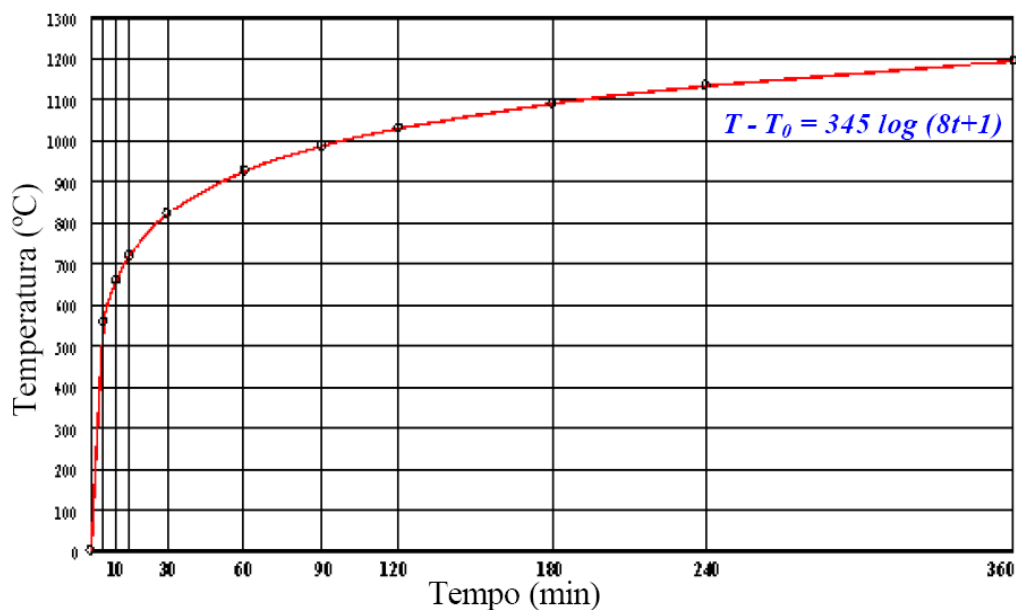


Figura 2.11: curva padrão “temperatura-tempo” (ABNT, 2001)

A norma brasileira *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento* (ABNT, 2000) estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural. Para os elementos de compartimentação, devem ser atendidos requisitos de estanqueidade e isolamento por um tempo suficiente para possibilitar a fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança, a segurança das operações de combate ao incêndio e minimização dos danos a edificações.

A norma brasileira *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* (ABNT, 2004), a qual estabelece critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e a forma de demonstrar o seu atendimento, baseia-se na correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação de incêndio. Esta norma apresenta valores comparativos de resistência e módulo de elasticidade para concretos de massa específica normal (2000 kg/m^3 a 2800 kg/m^3) preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários, quando submetido à compressão axial a elevadas temperaturas, conforme tabela 2.10. Esta tabela fornece a relação entre resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas e a resistência característica à compressão do concreto em situação normal, e também a relação entre o módulo de elasticidade do concreto

submetido a diferentes temperaturas e o módulo de elasticidade do concreto em situação normal.

Tabela 2.10: fatores de redução da resistência à compressão e módulo de elasticidade para concretos de massa específica normal

Temperatura (C°)	Agregados Silicosos		Agregados Calcários	
	Fator de redução da resistência	Fator de redução do módulo	Fator de redução da resistência	Fator de redução do módulo
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

(fonte: ABNT, 2004)

2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesse capítulo foram discutidos os principais fatores que influenciam o comportamento do concreto quando o mesmo é aquecido: tanto sua composição, que vai influenciar nas mudanças físicas e químicas observadas, tanto na pasta de cimento quanto nos agregados; e fatores externos, como temperaturas alcançadas, taxas de aquecimento, tipos de resfriamentos, atuação de cargas, entre outros. Como visto, todos esses fatores influenciam sobremaneira o desempenho final de uma estrutura de concreto que sofreu ação de chamas. Foram expostas, também, as observações sobre as mudanças de cor do concreto quando aquecido, de alguns estudos que abordaram este assunto, observações que delinearão o presente trabalho, trazendo a tona o interesse sobre esse particular comportamento do concreto. No próximo capítulo serão expostos os principais fundamentos de colorimetria, conhecimentos necessários para dar suporte à análise colorimétrica dos concretos.

3 FUNDAMENTOS DE COLORIMETRIA

Quando a cor é utilizada como um parâmetro de avaliação de um objeto surge a necessidade do emprego de técnicas que minimizem as variações de um julgamento visual subjetivo.

A colorimetria, conhecida como a ciência da medição da cor, é utilizada no comércio, indústria e laboratório para expressar a cor de forma numérica de acordo com padrões normalizados internacionalmente, tornando a comunicação da cor mais simples e exata. Seu campo de aplicação é extremamente amplo e inclui a avaliação da cor de plásticos, tintas, produtos têxteis e farmacêuticos, alimentos, cosméticos, entre outros.

Neste estudo pretende-se estabelecer correlações entre as mudanças de cor do concreto exposto a altas temperaturas e as temperaturas alcançadas. Desse modo, no presente item serão abordados os principais fundamentos que regem a colorimetria, conhecimentos necessários para o entendimento da análise cromática dos concretos expostos às altas temperaturas.

3.1 A COR

A cor de um objeto é uma questão de percepção e interpretação subjetiva, e, de acordo com Minolta (1998, p.7), as condições que afetam a cor são as seguintes:

- a) diferenças de luz: luz do sol, luz do ambiente ou iluminação artificial (através de lâmpadas);
- b) diferentes observadores: cada observador possui uma sensibilidade individual na visão, a qual se altera com o passar dos anos;
- c) diferentes tamanhos dos objetos: a percepção da cor altera-se de acordo com área dos objetos e com a própria área em que estão inseridos;
- d) diferentes posições dos objetos;
- e) diferentes posições do observador.

Em suma, para perceber a cor é necessário uma fonte de luz (iluminação), um objeto a ser iluminado (amostra) e um observador (PASSUELO, 2004, p.57-58). Ainda, de acordo com

Gliese (2003, p.3), os parâmetros que devem ser padronizados quando se deseja utilizar a colorimetria como ferramenta de análise estão relacionados com a preparação das amostras, a iluminação utilizada e a geometria da medição. Como nesse estudo a cor será um dos parâmetros de avaliação dos concretos submetidos a altas temperaturas, a seguir serão discutidos esses três fatores intervenientes.

3.1.1 Fatores intervenientes na medição colorimétrica

A luz é a parte visível do espectro de ondas eletromagnéticas, sendo que a região de luz sensível ao olho humano, chamada de região de luz visível ou espectro visível, é formada pelos comprimentos de onda que vão de 380nm a 780nm. Em função dos diferentes comprimentos de onda contidos nesse intervalo, o espectro é formado na seguinte ordem: vermelho, laranja, amarelo, verde, azul e violeta, sendo que o maior comprimento é o do vermelho e o menor é o do violeta (MINOLTA,1998, p.31; X-RITE, 2004, p.6)

Quando uma onda luminosa atinge um objeto, a superfície do mesmo “absorve” um pouco da energia do espectro de ondas eletromagnéticas, enquanto que outra parte dessa energia é refletida. A luz modificada que é refletida do objeto tem uma nova composição de comprimentos de onda. Diferentes superfícies contêm diferentes pigmentos, corantes e rugosidades que produzem diferenciadas e únicas composições de comprimentos de onda, gerando percepções de cores variadas (X-RITE, 2004, p.8).

Na verdade o olho humano percebe somente os estímulos das três cores primárias: vermelho, verde e azul.

Sendo assim, as demais cores são formadas pela mistura de vários comprimentos de onda separados da fonte de luz em várias intensidades. De acordo com Gliese (2003, p.3-4), a constatação de que a mistura dessas três cores primárias poderia produzir qualquer sensação de cor para ao olho humano e que essa sensação dependia do ângulo de visão (tamanho do objeto), fez com que a Comissão Internacional de Iluminação (CIE) padronizasse os campos de observação que mais se ajustassem ao olho humano (observador), ou seja, criou um observador padrão. Desse modo, o CIE padronizou campos de 2° e 10°, definindo para cada um deles funções *tristimulus*, as quais foram denominadas $\bar{x}(\lambda)$, $\bar{y}(\lambda)$, $\bar{z}(\lambda)$.

A figura 3.1 apresenta essas funções, sendo que $\bar{x}(\lambda)$ representa o vermelho, $\bar{y}(\lambda)$ o verde, $\bar{z}(\lambda)$ o azul e λ o comprimento de onda da radiação.

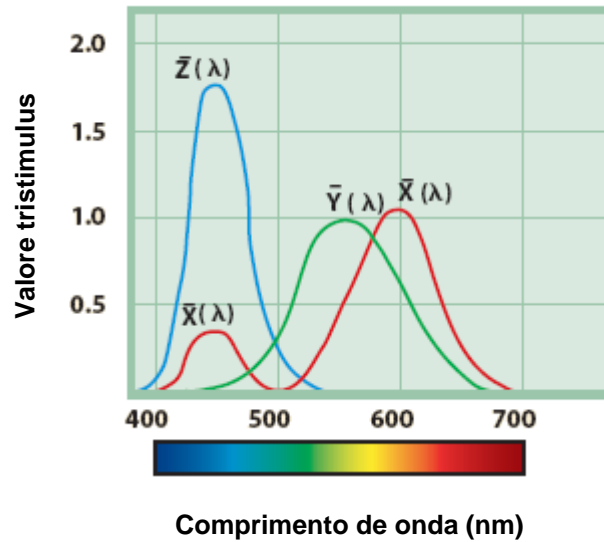


Figura 3.1: funções trístimulus correspondentes ao campo de observação do olho humano (KONICA, 2005, p.1)

Além da padronização do observador, para que uma medição colorimétrica possa definir características de um objeto, é necessário que se considere a fonte de luz que está incidindo sobre o mesmo.

A cor é uma mistura de três atributos: tonalidade (que depende do comprimento de onda), intensidade luminosa e saturação, todos eles intimamente relacionados com a luz que está incidindo sobre o objeto. Quando se altera a fonte de luz, altera-se também a sua cor. No entanto, a iluminação de um ambiente varia bastante. Citando como exemplo a luz do sol, ou iluminação natural, pode-se dizer que a mesma varia de acordo com o período do dia, com as características climáticas, com as estações do ano, entre inúmeros outros fatores (MINOLTA, 1998, p.11).

Então, a fim de definir uma fonte de luz que permanecesse relativamente estável para avaliação de um objeto, o CIE, em 1931, normalizou alguns iluminantes através da criação de curvas espectrais para os mesmos, os iluminantes A, B e C. O iluminante “A” define a luz típica de uma lâmpada incandescente, o iluminante “B” representa a luz do dia na sua maior

intensidade e o iluminante “C” representa a luz média do dia no céu do norte (HAROLD, 2001, p.4-5).

Em 1963 foi proposta ao CIE uma série de iluminantes “D”, os quais representavam a luz do dia de forma mas completa e precisa do que os iluminantes B e C, devido à distribuição espectral ter sido definida através da luz ultravioleta, visível e próxima da infravermelha (300-830nm). Os iluminantes dessa série são usualmente identificados pelos primeiros dois dígitos de sua temperatura de cor correlacionada. Por exemplo, D₆₅ representa a luz do meio-dia com uma temperatura de cor de 6504K, sendo que o iluminante D₆₅ é o mais utilizado quando a luz do dia é requerida para avaliação visual e medição de cor (HAROLD, 2001, p.5)

Outro fator que pode alterar completamente as características colorimétricas de um objeto são os atributos geométricos de incidência da luz. De acordo com Varela (2002, p.9), quando a luz incide sobre um objeto pode ocorrer a sua transmissão (se o objeto for transparente), a sua absorção (se a luz for toda absorvida o material é preto) e/ou a sua reflexão (depende da textura da superfície do objeto). Esses fenômenos estão relacionados com o ângulo de incidência e a posição do objeto, fatores que podem ter infinitas variações.

A fim de que houvesse a padronização da geometria de exposição de um objeto para a realização de medições de cor, foram criados sistemas de iluminação e observação, sendo que os principais sistemas existentes são o Sistema de Iluminação Unidirecional e o Sistema de Esferas Integradoras de Iluminação Difusa, ambos normalizados pelo CIE (MINOLTA, 1998, p.47).

Segundo Gliese (2003, p.15), o sistema que utiliza esferas integradoras é o mais usual. Neste sistema os equipamentos medem a refletância dos materiais através de uma esfera oca recoberta por um material branco e dotada de quatro aberturas: uma janela de apresentação da amostra, uma fonte luminosa, uma janela de medição e uma janela basculante para exclusão opcional do reflexo.

3.1.2 Equipamentos utilizados nas medições colorimétricas

A discussão das características que necessitam de padronização para a realização de medições precisas e exatas da cor vem embasar os princípios de funcionamento dos equipamentos utilizados para medição da cor, que são os colorímetros e os espectrofotômetros. Esses equipamentos funcionam através da padronização de um observador, de uma fonte de luz e de uma geometria de medição.

De acordo com Minolta (1998, p.39), o princípio de medição da cor feito pelos colorímetros é comparável com o que ocorre no olho humano. No olho humano a luz incide no objeto e reflete para o olho, que tem três tipos de cones na retina, para o vermelho, para o verde e para o azul. Por sua vez, as informações recebidas são transmitidas para o cérebro que as reconhece como uma única cor. No colorímetro a luz incidente é refletida num receptor que possui sensores para essas três cores, os quais funcionam a partir das funções $\bar{x}(\lambda)$, $\bar{y}(\lambda)$, $\bar{z}(\lambda)$. Esses sensores repassam as cores recebidas para um microcomputador que lhes transforma em números X, Y e Z.

Por sua vez, os espectrofotômetros fornecem maiores detalhes de informações sobre o objeto, podendo-se obter o gráfico espectral da cor que está sendo medida. Neste aparelho a luz que incide no objeto é captada por múltiplos sensores espectrais. Cada sensor mede um comprimento de onda particular, os quais são transmitidos para o microcomputador do aparelho que os transforma em valores numéricos X, Y e Z (MINOLTA, 1998, p.39).

A Figura 3.2 compara esquematicamente o funcionamento do cérebro humano, de um colorímetro e de um espectrofotômetro.

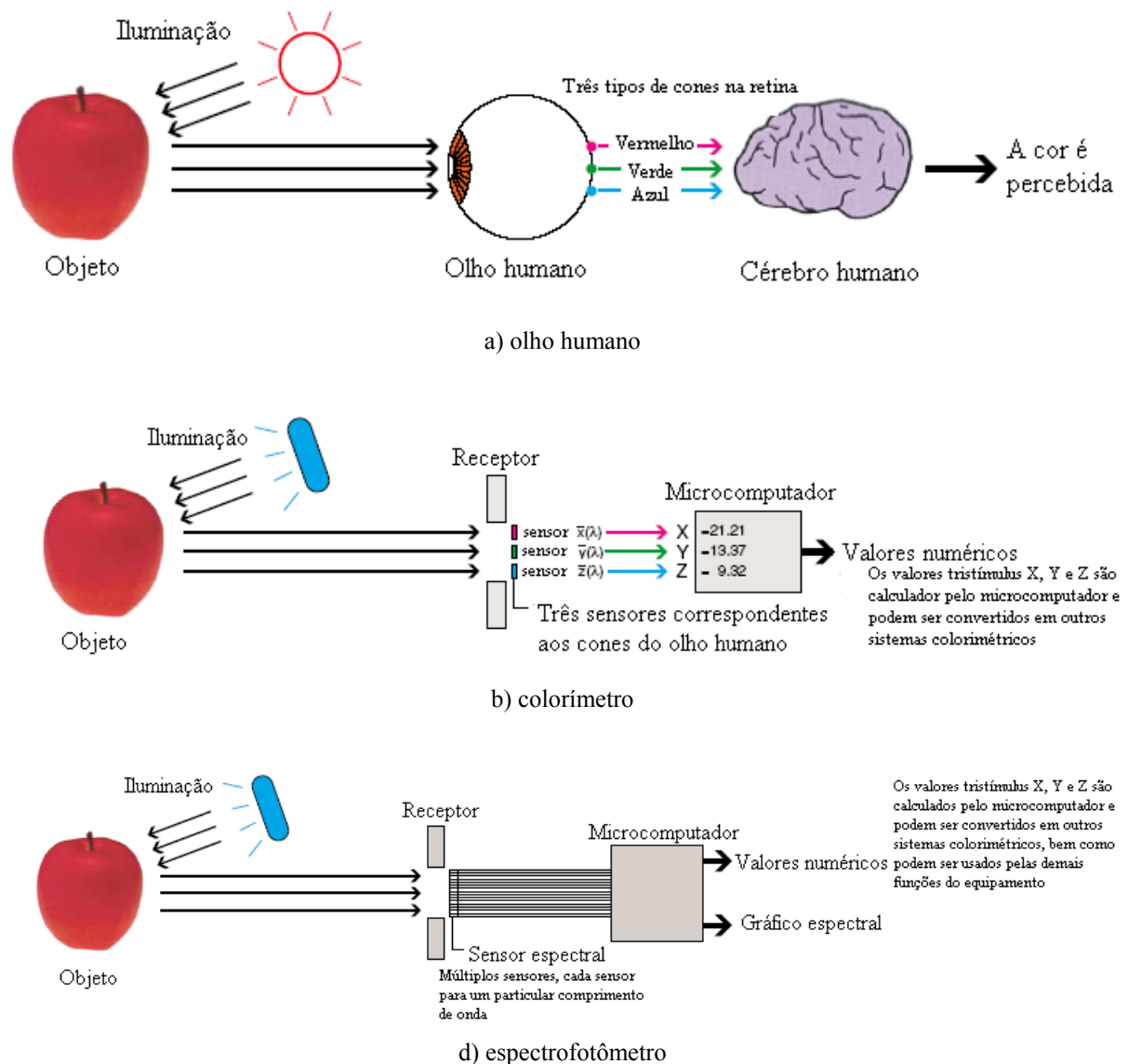


Figura 3.2: comparação entre o funcionamento do cérebro humano, de um colorímetro e de um espectrofotômetro (MINOLTA, 1998, p.39)

Cabe salientar que, no presente estudo, o equipamento utilizado para a realização das medições das diferenças colorimétricas dos concretos submetidos a altas temperaturas foi um espectrofotômetro.

3.1.3 Métodos para avaliação colorimétrica

No passado, vários pesquisadores desenvolveram métodos para quantificar a cor e expressá-la numericamente com o objetivo de facilitar e tornar mais exata a comunicação da cor. O processo iniciou-se com um sistema baseado na comparação visual de um objeto a partir de cartões coloridos, o qual foi desenvolvido pelo artista americano Albert Henry Munsell, em 1905. Esses cartões eram classificados de acordo com a sua tonalidade, refletância e saturação (PASSUELO, 2004, p.62). A Figura 3.3 mostra o método desenvolvido por Munsell.

Este sistema foi modernizado para criar o *Munsell Renotation System*, no qual qualquer cor é expressa através da combinação letra/número (M V/S) em termos de seu matiz ou tonalidade (M), valor ou reflectância (V), e saturação (S) (MINOLTA, 1998, p.15).

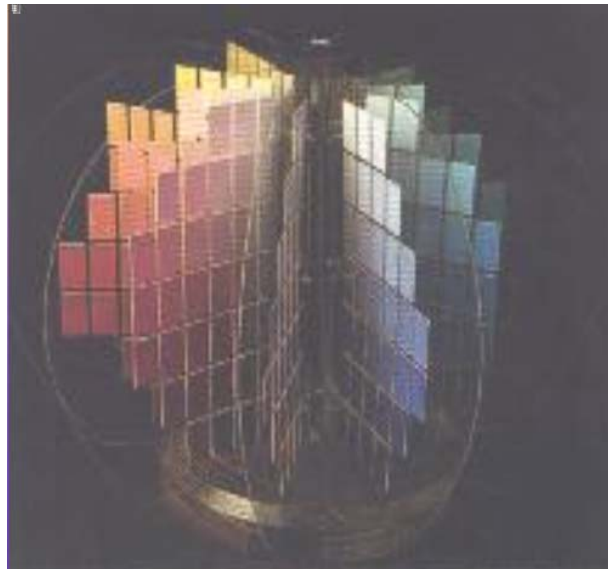


Figura 3.3: sistema de cartões coloridos desenvolvido por Munsell (AHN;YAU, 2000, p.7)

Com o passar dos anos outros métodos foram desenvolvidos pelo CIE, tais como os sistemas CIE XYZ, CIE $L^*a^*b^*$, CIE L^*C^*h , CIE Yxy, entre outros. Hoje em dia, os mais largamente utilizados são o método Yxy e o método $L^*a^*b^*$.

Os conceitos do método XYZ foram baseados em três componentes teóricos da visão, nos quais o receptor processa somente as três cores primárias (vermelho, verde e azul), chegando-se nas demais através da mistura dessas três, tudo isso utilizando-se as funções *tristímulus*

$\bar{x}(\lambda)$, $\bar{y}(\lambda)$, $\bar{z}(\lambda)$. Este sistema baseia-se em equações que envolvem a distribuição espectral do iluminante e a refletância do objeto (GLIESE, 2003, p.63)

De acordo com Minolta (1998, p.16), o sistema XYZ é usual para definir cores, mas os resultados não são facilmente visualizados. Contudo, segundo Gliese (2003, p.63), o mesmo serve de base para outros sistemas, tais como o sistema Yxy.

O sistema Yxy é um método gráfico em duas dimensões, independente da refletância. Neste método Y é a refletância (eixo y de coordenadas cartesianas) e xy são as coordenadas de cromaticidade (eixo x), calculadas a partir dos valores *tristímulus* do método XYZ (MINOLTA, 1998, p. 16). No entanto esse método caiu em desuso.

Segundo Gliese (2003, p. 5), o método L*a*b* vem sendo o mais utilizado, e baseia-se em um sistema de coordenadas tridimensional. Neste sistema L* representa a luminosidade (refletância), a* e b* são coordenadas de cromaticidade, sendo que a* representa a tendência de verde-vermelho e b* a tendência de azul-amarelo.

Também conhecido como CIELAB, o sistema L*a*b* surgiu para diminuir os problemas do diagrama de cromaticidade do método Yxy, no qual igualam-se as distâncias x e y das diferentes cores. A Figura 3.4 apresenta graficamente o diagrama do sistema CIELAB.

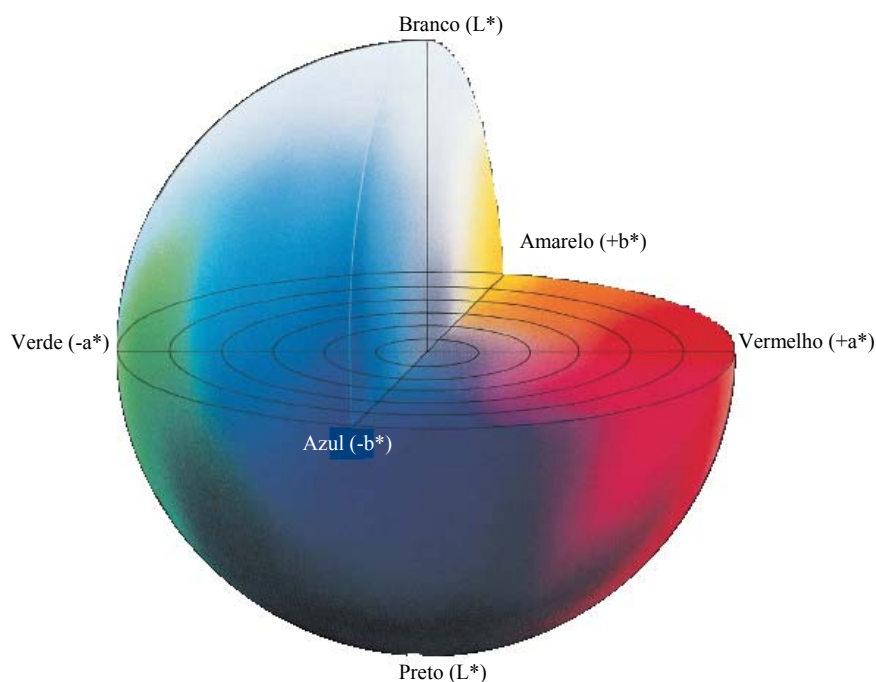


Figura 3.4: sistema L*a*b* (MINOLTA, 1998, p.19)

Para entender melhor o funcionamento do sistema $L^*a^*b^*$ cita-se a explicação dada por Varela (2002, p. 12):

- a) L^* mede a luminosidade que varia de 100 para o branco nominal, a zero para o preto;
- b) a^* mede a cromaticidade e varia de positivo a negativo. Quanto mais positivo for esse valor mais vermelha é a cor, ao passo que quanto mais negativo mais verde é a cor do objeto;
- c) b^* também mede a cromaticidade e varia de positivo a negativo. Porém, para essa variável quanto mais amarela é a amostra mais positivo é o valor e quanto mais azul mais negativo.

O sistema $L^*a^*b^*$ foi o sistema de avaliação colorimétrica adotado no presente estudo para avaliação da variação de cor dos concretos expostos a altas temperaturas.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

O presente projeto experimental foi desenvolvido no Núcleo Orientado para Inovação das Edificações – NORIE, em parceria com o Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais – LEME da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Para avaliar os objetivos propostos neste trabalho, foram utilizados concretos em diferentes dosagens, preparados com dois tipos de agregados graúdos, resfriados de forma diferenciada depois de expostos a diversos patamares de temperatura. As variáveis controláveis utilizadas neste estudo estão listadas abaixo:

- a) dois tipos de agregado graúdo: basalto e granito.
- b) três relações água/cimento (0,44 – 0,51 – 0,65)
- c) cinco temperaturas: 20°C (testemunho), 200°C, 400°C, 600°C e 900°C.
- d) duas condições de resfriamento: no interior do forno desligado e brusco com aspersão de água nos corpos-de-prova ainda quentes.

4.2 DEFINIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS PARA CONFECCÃO DAS MISTURAS

Nesta pesquisa foram empregados materiais normalmente utilizados para a confecção de concretos. Foi utilizado cimento Portland pozolânico (CPIV 32), o qual sempre foi muito utilizado no Estado. Tomou-se o cuidado de utilizar-se cimentos de um mesmo lote de fabricação. As características físicas, mecânicas e químicas do cimento utilizado, fornecidas pelo fabricante, encontram-se nas tabelas 4.1 e 4.2. Os valores apresentados nas tabelas correspondem a valores médios para os lotes do mês de fabricação do lote de cimento utilizado.

Tabela 4.1: características físico/mecânicas do cimento utilizado (dados do fabricante)

Ensaio	CPIV 32	Limites (NBR5736)	
Massa Específica (g/cm ³)	2,77		
Área Específica – Blaine (cm ² /g)	4536		
Finura (resíduo na peneira 200)	0,5%		
Finura (resíduo na peneira 325)	3,5%		
Resíduo insolúvel	35,34%		
Tempo de início de pega	03h07min	≥ 1h	
Tempo de fim de pega	04h13min	≤ 12h	
Perda ao fogo	3,5%	≥ 4,5	
Resistência à compressão	3 dias	19,1 Mpa	≥ 10Mpa
	7 dias	24,3 Mpa	≥ 20 Mpa
	28 dias (mês anterior)	38,2 MPa	≥ 32 Mpa

Tabela 4.2: caracterização química do cimento utilizado (dados do fabricante)

Caracterização química		
Composição		Teor (%)
Óxido de Cálcio	CaO	38,39
Dióxido de Silício	SiO ₂	35,61
Trióxido de Enxofre	SO ₃	2,07
Óxido de Alumínio	Al ₂ O ₃	10,42
Óxido de Magnésio	MgO	4,70
Óxido de Potássio	K ₂ O	1,10
Óxido de Sódio	Na ₂ O	0,17
Óxido de Ferro	Fe ₂ O ₃	3,86

Foram escolhidos dois tipos de agregados graúdos artificiais para compor a matriz experimental. Considerando-se que o presente trabalho tem como objetivo produzir resultados que possam ser utilizados em situações reais de incêndio, especialmente no estado do Rio grande do Sul, nada mais lógico do que se utilizar o basalto, agregado amplamente utilizado no estado para confecção de concretos. O outro agregado graúdo escolhido, também bastante utilizado no estado, foi o granito.

O agregado miúdo utilizado foi a areia média proveniente do rio Jacuí, agregado natural tradicionalmente utilizado para confecção de concretos e argamassas no RS.

Os ensaios para caracterização dos agregados seguiram as normas *NBRNM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica* (ABNT, 2003a), *NBRNM 52: Agregado miúdo*

- *Determinação da massa específica e massa específica aparente* (ABNT, 2003b), *NBRNM 53: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água* (ABNT, 2003c). As tabelas 4.3 e 4.4 apresentam os resultados obtidos.

Tabela 4.3: composição granulométrica dos agregados graúdos

Agregado	Abertura da peneira (mm)	19	12,5	9,5	4,8	<4,8
Basáltico	% Retida	2	47	34	17	1
	% Retida acumulada	2	48	82	99	100
Granítico	% Retida	1	55	38	6	0
	% Retida acumulada	1	56	94	100	100
Basáltico	Dimensão Máxima Característica (mm)				19	
	Massa Específica seca (g/cm ³)				2,74	
Granítico	Dimensão Máxima Característica (mm)				19	
	Massa Específica seca (g/cm ³)				2,63	

Tabela 4.4: composição granulométrica do agregado miúdo

Abertura da peneira (mm)	4,8	2,4	1,2	0,6	0,3	<0,03
% Retida	1	6	12	22	55	3
% Retida acumulada	1	7	19	41	97	100
Dimensão Máxima Característica (mm)				4,8		
Módulo de Finura				2,65		
Massa Específica seca (g/cm ³)				2,61		

4.3 DEFINIÇÃO DOS TRAÇOS

Como já mencionado anteriormente, a porosidade e a permeabilidade do concreto influenciam seu comportamento quando aquecido, pois são importantes no alívio das tensões internas geradas pela evaporação da água existente no concreto. Uma maior porosidade permite que a água livre no interior do concreto seja mais facilmente perdida, influenciando a taxa de crescimento da temperatura do concreto, pois parte do calor fornecido é usado na evaporação da água livre. Assim sendo, enquanto houver água livre para ser evaporada, haverá uma absorção de calor latente, e conseqüentemente, a taxa de crescimento da temperatura do concreto será retardada.

Assim sendo, a relação água/cimento do concreto, a qual tem influência na porosidade e permeabilidade do concreto, foi avaliada neste trabalho com objetivo de investigar sua influência na degradação térmica do concreto e na mudança de cor dos mesmos.

A dosagem do concreto foi realizada a partir de um traço pré-definido, já utilizado em outros estudos relacionados ao aquecimento do concreto, conduzidos no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), com o propósito de permitir comparações entre os resultados a serem obtidos no presente estudo com os resultados de estudos já realizados nesta instituição de ensino.

A partir do traço pré-definido e utilizando-se o mesmo teor de argamassa (α), o qual foi fixado para os demais traços, foram escolhidos ainda os teores de material seco “m” ($m =$ agregado miúdo + agregado graúdo) para os demais traços, de forma que os valores de m representassem teores de material seco com diferença constante entre eles, representando traços com proporcionamento de materiais diferenciado, apresentando consumos de cimento diferentes, para que esta variável também pudesse ser avaliada no comportamento do concreto aquecido, dentro de uma mesma faixa de resistência.

Para a definição dos traços, o agregado graúdo utilizado foi o basalto. Durante a confecção do concreto, utilizando-se o traço pré-definido, determinou-se uma trabalhabilidade adequada para a mistura, medida através do ensaio de abatimento do tronco de cone prescrito na *NBR NM67 – Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone* (ABNT, 1998), a qual foi fixada para as demais misturas a serem realizadas, resultando na definição da relação água/cimento da primeira mistura. O traço “1”, mostrado na tabela 4.5, representa o traço pré-definido, e os traços “2” e “3” foram os traços resultantes das dosagens realizadas a partir da fixação dos valores do teor de argamassa, massa dos agregados e trabalhabilidade.

Tabela 4.5: traços para a moldagem dos modelos

	Proporção dos materiais em massa	m^(*) (kg)	α %^(**)	Abatimento (mm)	a/c
Traço 1	1 : 3,38 : 4,38	7,8	50	120	0,84
Traço 2	1 : 2,40 : 3,40	5,8	50	120	0,65
Traço 3	1 : 1,40 : 2,40	3,8	50	130	0,50

* massa dos agregados secos (m) = agregado miúdo + agregado graúdo

** teor de argamassa (α) = $[(1+areia)/(1+m)]*100$

Com o intuito de avaliar a qualidade dos concretos dosados, foram moldados três corpos-de-prova cilíndricos para cada um dos três diferentes traços, conforme recomendações preconizadas na *NBR 5738 - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto* (ABNT 1994a). Os mesmos foram ensaiados à compressão, conforme recomendado na *NBR 5739 - Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos* (ABNT, 1994b). Os resultados médios obtidos são apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6: resistência à compressão média dos concretos dosados

Resistência à compressão - 28 dias	
(MPa)	
Traço 1	11,60
Traço 2	18,10
Traço 3	30,33

A resistência à compressão aos 28 dias alcançada pelo concreto nomeado como “traço 1” foi considerada muito baixa e não representativa para concretos geralmente enquadrados como de resistência convencional. Note-se que o traço 1 foi o traço que serviu de parâmetro para a determinação dos demais traços, sendo que a baixa resistência alcançada, em relação à resistência encontrada quando da utilização do mesmo traço em outros trabalhos, pode ser devido à utilização de materiais com características diferentes daquelas originalmente utilizadas. Assim, o traço 1 foi excluído, incluindo-se um novo traço, com um teor de material seco menor, mantendo-se o mesmo teor de argamassa e a mesma trabalhabilidade. O traço “4”, mostrado na tabela 4.7, representa o novo traço adotado.

Tabela 4.7: traços definidos para a moldagem dos modelos

	Proporção dos materiais em massa	m^(*) (kg)	α %^(**)	Abatimento (mm)	a/c
Traço 2	1 : 2,40 : 3,40	5,8	50	120	0,65
Traço 3	1 : 1,40 : 2,40	3,8	50	130	0,51
Traço 4	1 : 0,75 : 1,75	2,5	50	125	0,44

* massa dos agregados secos (m) = agregado miúdo + agregado graúdo (basalto)

** teor de argamassa (α) = $[(1+areia)/(1+m)]*100$

Realizando-se o ensaio de resistência à compressão aos 28 dias do novo traço adotado, obteve-se uma resistência à compressão média de 33,51 MPa, conforme pode se observado na

tabela 4.8. Na tabela 4.9 estão representados os consumos por m³ de concreto dos traços definidos.

Tabela 4.8: resistência à compressão média dos concretos

Resistência à compressão - 28 dias	
(MPa)	
Traço 2	18,10
Traço 3	30,33
Traço 4	33,51

Tabela 4.9: consumo de material por m³ de concreto

	Cimento (kg/m³)	Agregado miúdo (kg/m³)	Agregado graúdo (kg/m³)	Água (l/m³)
Traço 2	315,3	756,8	1072,1	204,96
Traço 3	438,0	613,1	1051,1	223,36
Traço 4	579,0	434,3	1013,3	254,8

Utilizando-se os três traços definidos e os dois tipos diferentes de agregados graúdos (basalto e granito), obteve-se um total de seis combinações. Na tabela 4.10 estão representadas as misturas produzidas.

Tabela 4.10: misturas produzidas

Mistura	Cimento	Tipo de agregado graúdo	α (%)	Agregados		a/c
				miúdo	graúdo	
1	CPIV	granito	50	2,40	3,40	0,65
	CPIV	basalto	50	2,40	3,40	0,65
2	CPIV	granito	50	1,40	2,40	0,51
	CPIV	basalto	50	1,40	2,40	0,51
3	CPIV	granito	50	0,75	1,75	0,44
	CPIV	basalto	50	0,75	1,75	0,44

4.4 CONCRETAGEM DOS MODELOS

4.4.1 Produção das Misturas de Concreto

As misturas de concreto foram produzidas em betoneira de eixo vertical. Os materiais foram colocados na betoneira na seguinte ordem: agregado graúdo, metade da água de amassamento, o cimento, o restante da água de amassamento e o agregado miúdo. A consistência do concreto foi controlada através do ensaio de abatimento de tronco de cone, conforme recomendações da *NBRNM67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone* (ABNT, 1998).

4.4.2 Moldagem e Adensamento

Foram moldados corpos-de-prova cilíndricos com dimensão de 100 x 200 mm, para realização dos ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e propagação de ondas ultra-sônicas, e corpos-de-prova prismáticos com dimensão de 150 x 150 x 80 mm, para a análise colorimétrica.

Devido à limitação de volume da betoneira, para cada mistura, tipo de agregado e resfriamento, os corpos-de-prova foram confeccionados em duas etapas diferentes.

O adensamento do concreto foi realizado de forma mecânica, através da utilização de um vibrador de agulha de 25 mm, operação que foi padronizada para todos os corpos-de-prova moldados. Os procedimentos de moldagem e adensamento seguiram as recomendações preconizadas na *NBR 5738 - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto* (ABNT 1994a).

4.4.3 Desforma e Cura

Nas primeiras 24h após a moldagem, os corpos-de-prova permaneceram nas formas, cobertos por lona plástica, evitando que os mesmos perdessem umidade para o ambiente. Após 24h, os corpos-de-prova foram desmoldados e armazenados em câmara úmida, com temperatura e umidade controladas (23 °C e umidade relativa de 98%), até a idade de 21 dias após a moldagem. Decorrido esse período, foram armazenados em câmara climatizada (23°C e umidade relativa de 65%) durante 7 dias, com a finalidade de reduzir o seu teor de umidade e propiciar um equilíbrio higroscópico com um ambiente padronizado, medida que propicia uma homogeneização das condições de ensaio e redução do teor de umidade dos corpos-de-prova, que é um fator importante a ser considerado, pois influencia o comportamento do concreto em condições de aquecimento, e, portanto, tem influência direta nos resultados do ensaio.

4.5 DEFINIÇÃO E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Para analisar as mudanças de cor em concretos submetidos a altas temperaturas, assim como sua degradação térmica, foram realizadas medidas colorimétricas e ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, nos corpos-de-prova expostos a cinco níveis de temperatura, e resfriados de duas formas diferentes. Os ensaios realizados estão descritos a seguir e foram realizados utilizando-se os corpos-de-prova aos 28 dias de idade, idade de referência amplamente adotada em ensaios utilizando argamassas e concretos de cimento Portland. O fluxograma esquemático da matriz experimental (variáveis independentes) e dos ensaios de caracterização da degradação térmica e da mudança de cor (variáveis dependentes) encontram-se representados na figura 4.1

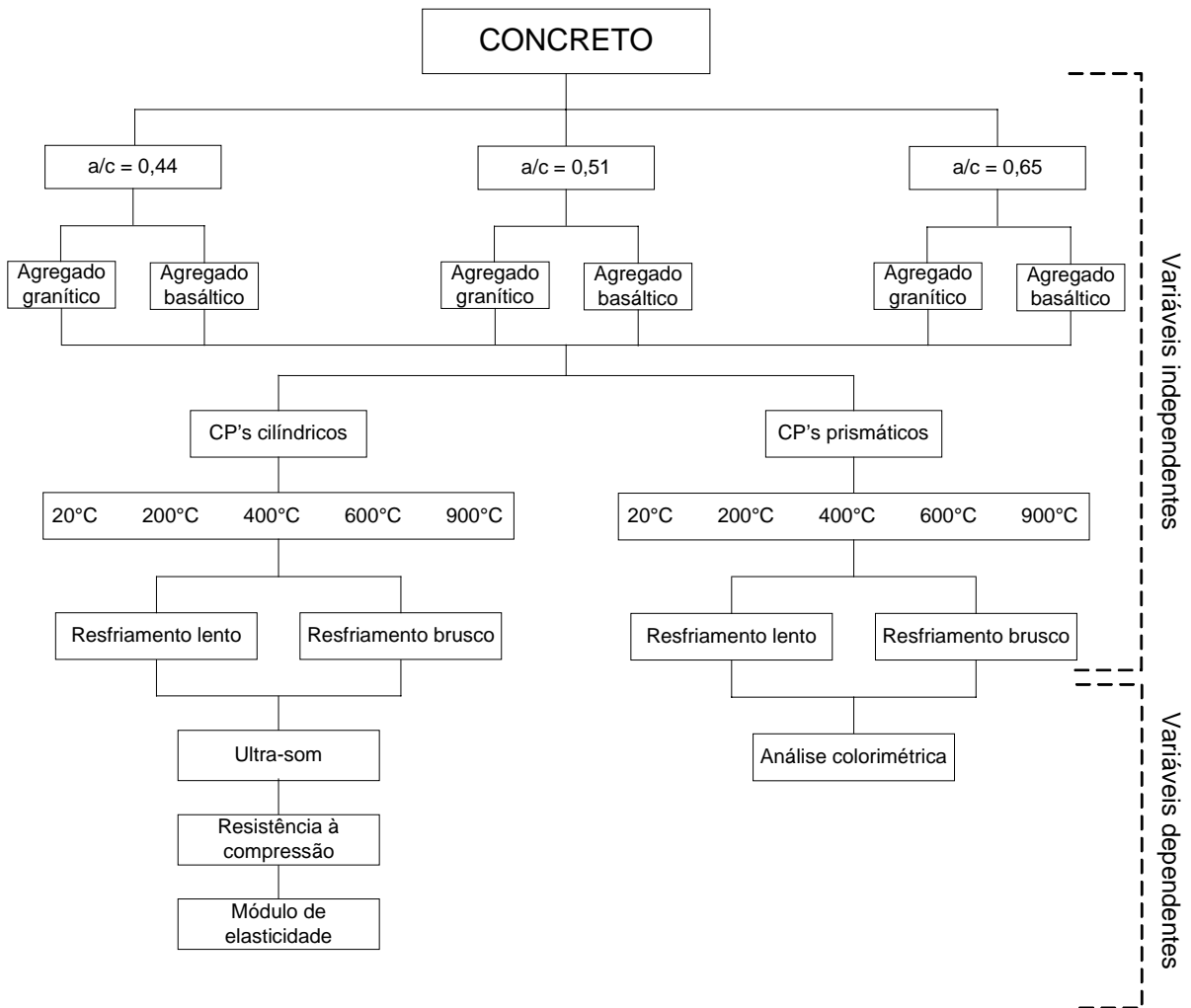


Figura 4.1: fluxograma esquemático da matriz experimental e do programa experimental

A tabela 4.11 mostra um resumo do número de corpos-de-prova moldados.

Tabela 4.11: resumo dos corpos-de-prova moldados para o programa experimental

	Misturas (a/c)	Agregados	Níveis de Temperatura	Tipo de resfriamento	nº de CPs	Total
CP's cilíndricos	3	2	5	2	5	300
CP's prismáticos	3	2	5	2	1	60

4.5.1 Método de Exposição dos Espécimes à Temperatura

Com o avanço dos estudos relativos à resistência ao fogo, surgiu a necessidade de padronizar os ensaios realizados em laboratórios, para que, desta forma, os resultados possibilitassem uma comparação entre os diversos materiais estruturais quanto à sua capacidade de suportar a ação do fogo. Assim, foi criado um incêndio teórico cuja curva de variação de temperatura em função do tempo obedece à seguinte equação:

$$T - T_0 = 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (\text{equação 2})$$

onde: T = temperatura do forno em °C no instante “ t ”;
 T_0 = temperatura inicial do forno em °C ($10^\circ\text{C} \leq T_0 \leq 40^\circ\text{C}$);
 t = tempo em minutos a contar do início do ensaio.

Essa padronização é aceita internacionalmente e foi convencionada pela International Standard Organization através da norma ISO 834 (ISO, 2004). No Brasil, a NBR 5628 - Componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo (ABNT, 2001), também segue o método normalizado da ISO 834.

O aquecimento dos corpos-de-prova foi realizado em uma mufla com potência de 18 kW/h, com controlador automático de temperatura digital e precisão de 1°C (figura 4.3). A taxa de aquecimento utilizada foi de 27,4°C/min, valor que se encontra em conformidade com a temperatura alcançada aos 30min na curva padrão “Temperatura-Tempo” (figura 4.2).

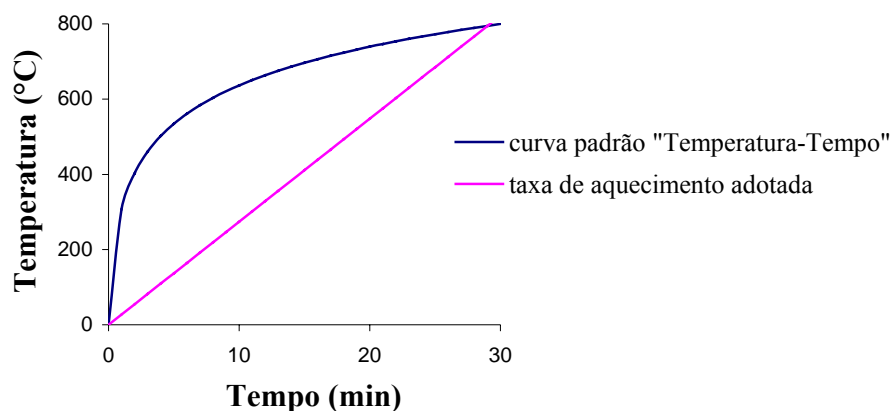


Figura 4.2: comparação entre as taxas de aquecimento



a) mufla

b) interior da mufla

Figura 4.3: mufla para aquecimento dos corpos-de-prova

Lima (2005, 241p), dentro da linha de pesquisa voltada à realização de estudos sobre os efeitos do calor em decorrência de incêndios nos elementos estruturais que integram uma edificação, do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME-UFRGS), realizou estudos preliminares com pastas de cimento submetidas a ensaio de análise térmica diferencial, cuja interpretação indica em quais temperaturas ocorrem as transformações de fase no material. Com base nas temperaturas onde ocorreram estas mudanças, foram escolhidas temperaturas inferiores e superiores àquelas onde ocorreram as transformações, para, desta forma, mapear as mudanças de estrutura no decorrer do aquecimento. O presente trabalho, valeu-se do conhecimento já anteriormente adquirido sobre o assunto, utilizando os mesmos patamares de temperatura de exposição, quais sejam, 20°C (testemunho), 200°C, 400°C, 600°C e 900°C.

Uma vez alcançados os patamares de temperatura pré-definidos, mantiveram-se os corpos-de-prova nessa temperatura por 30 min, tempo que vem sendo utilizados nos estudos previamente realizados no LEME e sugerido pela norma brasileira *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento* (ABNT, 2000).

4.5.2 Resfriamento

A água utilizada no combate a incêndios produz resfriamentos e contrações repentinas que provocam danos no concreto, além daqueles provocados pela própria exposição a altas

temperaturas. De acordo com Cánovas (1988, p.175), o efeito da água pode ser tão destrutivo quanto o efeito do próprio fogo, afetando os materiais estruturais e suas superfícies.

O tipo de resfriamento, lento ou rápido, pode provocar alterações nas características do concreto, como transformações de fase, perda de massa, perda de aderência entre pasta e agregados, as quais afetam diretamente sua estabilidade química e propriedades mecânicas (SHOAIB; AHMED; BALAHA, 2001, p.1533).

Admite-se, portanto, que a forma e o tipo de resfriamento a que uma estrutura de concreto que sofreu ação de altas temperaturas durante um incêndio é submetida vão influenciar sobremaneira as características finais do concreto exposto, tanto suas propriedades químicas como mecânicas.

Neste estudo, com o propósito de avaliar os danos que uma estrutura de concreto exposta a altas temperaturas sofre de acordo com o tipo de resfriamento a que foi submetida, e também avaliar se o tipo de resfriamento influencia nas mudanças de cor, realizaram-se dois tipos de resfriamento: de forma lenta, no interior do forno desligado, e de forma brusca, retirando-se os corpos-de-prova ainda quentes do interior do forno e resfriando-os com aspersão de água, conforme registrado na figura 4.3. Esta última estratégia foi adotada com o intuito de simular uma condição real de combate ao fogo a que uma estrutura de concreto real estaria sujeita.

O resfriamento no interior do forno ocorreu com o mesmo desligado, sendo que, após haver um resfriamento de metade da temperatura máxima do ensaio, foi aberta uma fresta em sua porta. Essa medida foi tomada pois o resfriamento até a temperatura ambiente do concreto no interior do forno seria bastante demorado, considerando as propriedades de conservação térmica do próprio forno.

Com o intuito de padronizar o resfriamento com a aspersão de água, considerando-se que as temperaturas iniciais dos corpos-de-prova eram diferentes de acordo com o patamar de temperatura a que foram expostos, um critério utilizando o tempo de aspersão não produziria temperaturas finais nos mesmos patamares. Assim, adotou-se o procedimento padrão de aspergir água nos corpos-de-prova até que a temperatura externa dos mesmos, medida através de um termômetro a laser, atingisse patamares de temperatura entre 60°C e 80°C.



a) Retirada dos corpos-de-prova ainda quentes do interior do forno



b) Aspersão de água

Figura 4.4: resfriamento brusco

4.5.3 Resistência Mecânica

O mais usual de todos os ensaios do concreto endurecido é o de resistência à compressão, em parte por ser um ensaio de fácil execução, e em parte porque muitas das características desejáveis do concreto são qualitativamente relacionadas com a resistência, e principalmente, devido à importância intrínseca da resistência à compressão do concreto em projetos estruturais (NEVILLE, 1997, p.573).

Após o resfriamento dos corpos-de-prova, expostos aos diversos patamares de temperatura definidos para este estudo, moldados e curados conforme os itens 4.4.2 e 4.4.3, respectivamente, os mesmos foram capeados com argamassa de enxofre e rompidos à compressão axial aos 28 dias após a moldagem, seguindo os procedimentos preconizados na norma *NBR 5739 - Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos* (ABNT, 1994b). Foi utilizada uma prensa computadorizada fabricada pela empresa japonesa SHIMADZU, com capacidade máxima de 2000kN e precisão de 0,1 kN.

A resistência à compressão foi calculada a partir da média das resistências à compressão de cinco corpos-de-prova cilíndricos de 100mm x 200mm submetidos às mesmas condições de ensaio (dois corpos-de-prova submetidos ao ensaio de resistência à compressão e três resultados obtidos do rompimento dos corpos-de-prova utilizados no ensaio para determinação do módulo de elasticidade, descrito no item 4.5.4).

4.5.4 Módulo de Elasticidade

No caso de estruturas submetidas às altas temperaturas impostas por incêndios, a diminuição no módulo de elasticidade do concreto deve ser avaliada, juntamente com sua perda de resistência, para um adequado diagnóstico de estabilidade estrutural determinando a necessidade de possíveis intervenções para o restabelecimento da capacidade portante da estrutura.

Para a determinação do módulo de elasticidade foram moldados três corpos-de-prova cilíndricos de 100mm x 200mm. Os mesmos foram submetidos ao ensaio aos 28 dias, após serem expostos aos patamares de temperatura definidos para este estudo e serem resfriados.

A metodologia de ensaio para o módulo de elasticidade seguiu as recomendações da norma brasileira *NBR 8522(MB1924): Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação* (ABNT, 2003d).

Foram medidas as deformações (ΔL) através de transdutores de deslocamento linear (*LVDTs – Linear Variable Differential Transformers*), os quais foram conectados a dois anéis presos por parafusos fixadores, garantindo um distanciamento conhecido (L), como pode ser observado na figura 4.5, permitindo o cálculo da deformação específica do concreto. A aquisição de dados foi automatizada através da conexão da prensa a um microcomputador.

Após traçar o gráfico Tensão x Deformação, foi possível calcular o módulo de elasticidade, representado pela inclinação da reta secante passando pelos pontos 0,5 Mpa e 40% da tensão da carga de ruptura do corpo-de-prova, conforme recomendado pela NBR 8522.



Figura 4.5: ensaio para determinação do módulo de elasticidade

4.5.5 Propagação de Ondas Ultra-sônicas

Este é um método de ensaio não destrutivo, já consagrado, que determina a velocidade de ondas longitudinais (de compressão), através da medição do tempo em que um pulso ultra-sônico percorre uma determinada distância (NEVILLE, 1997, p.621).

Embora não exista uma correlação física entre a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, a resistência do concreto e o módulo de elasticidade, a velocidade de ondas ultra-sônicas é relacionada com a densidade do concreto, relação que oferece a justificativa para o uso da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas para avaliação da resistência do concreto, porém, sujeita a limitações rigorosas a serem consideradas, como por exemplo, o tipo e teor de agregado utilizado na confecção do concreto, variações na relação água/cimento, umidade do concreto, presença de armadura, entre outros (NEVILLE, 1997, p.622). Mesmo apresentando algumas limitações, o ensaio de velocidade de ultra-som tem o mérito considerável de dar informações sobre o interior das peças de concreto, sendo útil para a verificação de fissuração, vazios, deterioração devido à ação de congelamento ou exposição ao fogo (NEVILLE, 1997, p.623).

Hasparyk (2005, p.1-227), utilizando medidas de propagação de ondas ultra-sônicas para diagnóstico da micro-fissuração em concretos devido à reação expansiva álcali-agregado, concluiu que o ensaio de ultra-som se mostrou sensível aos efeitos da micro-fissuração causada pela reação álcali-agregado.

Em relação à utilização deste ensaio para concretos deteriorados pela exposição a elevadas temperaturas, os resultados apresentados por Lima (2004, p.1-13) indicam que os danos sofridos pelo concreto interferem na velocidade de propagação da onda ultra-sônica, resultando em quedas na velocidade de transmissão dos pulsos ultra-sônicos. Mohamedbhai (1986, p.151-158) também utilizou medidas de velocidade de pulso ultra-sônico para concretos expostos a altas temperaturas, sendo que os resultados obtidos demonstraram que esse ensaio mostrou potencialidade para estimar os níveis de temperatura a qual os concretos foram expostos.

O ensaio é realizado através da geração dos pulsos ultra-sônicos por um transdutor eletroacústico que é colocado em contato direto com a superfície do concreto submetido ao teste (figura 4.6). Após atravessar o concreto, os pulsos são captados e convertidos em energia elétrica por um segundo transdutor. A velocidade (v) é calculada a partir do produto entre a distância entre a posição dos transdutores (d), e a medida eletrônica do tempo (t), gasto pelo pulso para percorrer a distância entre os transdutores.

As medições da velocidade de propagação das ondas ultra-sônicas foram realizadas nos corpos-de-prova, antes e depois dos mesmos serem expostos aos diversos patamares de temperatura e resfriamentos, e seguiram as recomendações preconizadas na norma brasileira *NBR 8802(MB 2039): Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica* (ABNT, 1994c).



Figura 4.6: medição do tempo de propagação de ondas ultra-sônicas

4.5.6 Análise Colorimétrica

A análise colorimétrica do presente estudo foi realizada de acordo com as recomendações da ASTM D 2244/84 (Standard test method for calculation of colour from instrumentally measured colour coordinates), utilizando-se um espectrofotômetro, pertencente ao Laboratório de Processamento Mineral (LAPROM), do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, cujo modelo é o CM-2600d e o fabricante é a empresa Minolta.

Para a realização do ensaio foram moldados corpos-de-prova de concreto de dimensões de 150mm x 150mm x 80mm, os quais foram cortados ao meio, resultando em prismas com 80mm de lado e 150mm de comprimento.

Como o objetivo da análise cromática foi avaliar as alterações de cor em concretos expostos a altas temperaturas, a avaliação colorimétrica foi realizada após a exposição dos prismas aos diferentes patamares de temperatura definidos para este estudo e subsequente resfriamento.

As medições foram realizadas utilizando-se o método $L^*a^*b^*$, apresentado no item 3.1.3. A geometria de medição padrão adotada foi a do Sistema de Esferas Integradoras de

Iluminação Difusa, a fonte de iluminação foi a D₆₅ e o ângulo do observador foi fixado em 10°.

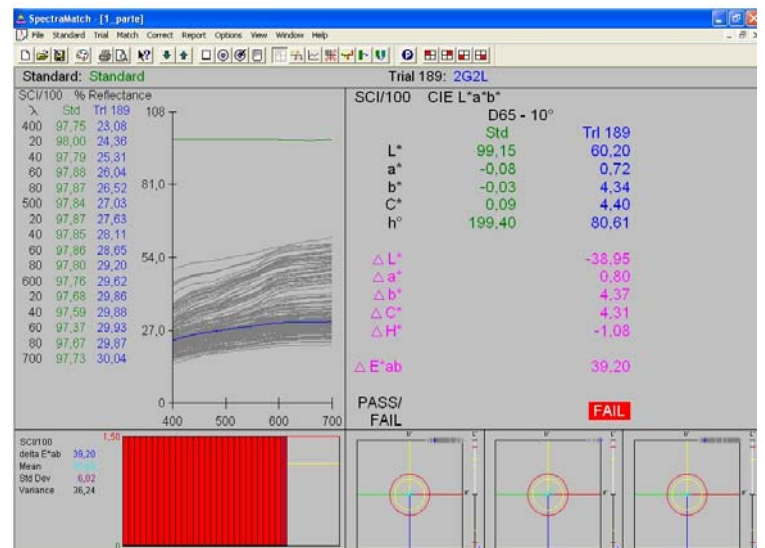
Para que os cálculos dos parâmetros L*a*b* pudessem ser efetuados de acordo com as padronizações adotadas, o equipamento foi conectado a um microcomputador, sendo possível uma aquisição de dados automatizada, realizando-se a análise dos mesmos no *software* Spectramatch, fornecido pela empresa fabricante do aparelho de medição da cor.

A Figura 4.7 mostra a utilização do espectrofotômetro nos prismas de concreto e a tela do software de cálculo dos parâmetros L*a*b*.

Foram realizadas três medições para cada corpo-de-prova, em faces distintas. As medições foram realizadas no terço central das faces laterais do prisma, e o valor dos parâmetros L*a*b* adotados para cada espécime foi a média aritmética das três medições realizadas.



a) Medição da cor com o espectrofotômetro



b) Software de cálculo dos parâmetros L*a*b*.

Figura 4.7: utilização do equipamento de medição da cor – espectrofotômetro

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade, propagação de ondas ultrasônicas e análise colorimétrica, assim como observações visuais das mudanças de cor observadas nos corpo-de-prova ensaiados. Os resultados obtidos nos ensaios foram analisados a fim de verificar se os objetivos propostos foram atingidos através dos ensaios realizados, utilizando-se como ferramenta operacional os Softwares *SPSS* e *STATISTICA*. Todas as análises estatísticas foram realizadas com nível de significância de 5%. Realizou-se tratamento dos dados para exclusão de possíveis valores atípicos, utilizando-se como critério a exclusão de valores que estivessem fora do intervalo de duas vezes o desvio padrão em cada grupo, sendo que não houveram exclusões por esse critério.

Também foram realizadas análises comparativas entre os resultados dos ensaios, a fim de avaliar uma possível correlação matemática entre os mesmos, objetivando uma previsão dos resultados de um tipo de ensaio através de outro.

Ao final é feita uma análise comparativa entre os resultados obtidos e a norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 15200 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* (ABNT, 2004).

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade encontram-se no Apêndice A e os resultados do ensaio de ultra-som encontram-se no Apêndice B. Os resultados das medições colorimétricas encontram-se no Apêndice C. No Apêndice D foram inseridos os resultados dos pós-testes.

5.1 RESISTÊNCIA MECÂNICA

A resistência mecânica dos concretos foi avaliada através de ensaios de resistência à compressão. Os resultados obtidos foram analisados estatisticamente para avaliação da significância dos mesmos em relação aos grupos de temperatura adotados neste trabalho.

A influência das variáveis independentes adotadas neste trabalho, quais sejam, temperatura, mistura (relação a/c), agregado graúdo e tipo de resfriamento, na resistência à compressão, foram avaliadas através de análise de variância múltipla (MANOVA), conforme pode ser observado na tabela 5.1.

Tabela 5.1: análise de variância múltipla da influência das variáveis independentes na resistência à compressão

Fator	Graus de Liberdade do fator	Média quadrada do fator	Graus de Liberdade do erro	Média quadrada do erro	F	Valor-p	Significância
1	4	5024,112	240	4,698712	1069,253	0,0000	Significativo
2	2	3549,690	240	4,698712	755,460	0,0000	Significativo
3	1	2,564	240	4,698712	0,546	0,4608	Não-significativo
4	1	193,671	240	4,698712	41,218	0,0000	Significativo
12	8	215,446	240	4,698712	45,852	0,0000	Significativo
13	4	9,292	240	4,698712	1,978	0,0986	Não-significativo
23	2	161,932	240	4,698712	34,463	0,0000	Significativo
14	4	140,431	240	4,698712	29,887	0,0000	Significativo
24	2	31,936	240	4,698712	6,797	0,0013	Significativo
34	1	7,867	240	4,698712	1,674	0,1969	Não-significativo
123	8	15,778	240	4,698712	3,358	0,0011	Significativo
124	8	17,610	240	4,698712	3,748	0,0003	Significativo
134	4	31,015	240	4,698712	6,601	0,0000	Significativo
234	2	2,158	240	4,698712	0,459	0,6322	Não-significativo
1234	8	12,286	240	4,698712	2,615	0,0092	Significativo

1-Temperatura; 2-Mistura (relação a/c); 3-Agregado; 4-Resfriamento

Teste F= média quadrada do fator/média quadrada do erro

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

Conforme pode ser observado na tabela 5.1, as variáveis independentes que tiveram influência significativa na resistência à compressão foram, em ordem de nível de significância, a temperatura, a mistura (a/c) e o tipo de resfriamento. O tipo de agregado graúdo não teve influência significativa na resistência à compressão. As interações de segunda ordem com influência significativa na resistência à compressão, também em ordem de nível de significância, foram temperatura x mistura (a/c), mistura (a/c) x tipo de agregado graúdo, temperatura x resfriamento e mistura (a/c) x resfriamento. As interações de terceira ordem

com influência significativa na resistência à compressão foram, de acordo com o nível de significância, temperatura x tipo de agregado graúdo x resfriamento, temperatura x mistura (a/c) x resfriamento e temperatura x mistura (a/c) x tipo de agregado graúdo. A interação de todas as quatro variáveis independentes, na resistência à compressão, mostrou influência significativa.

A seguir, será avaliada a influência de cada uma das variáveis independentes nos resultados de resistência mecânica obtidos.

5.1.1 Efeito da Temperatura

Conforme se dá o aumento da temperatura de exposição, há uma diminuição gradativa na resistência à compressão do concreto (figura 5.1). Os valores de resistência observados, em termos percentuais da resistência do concreto não exposto, são mostrados na figura 5.1.

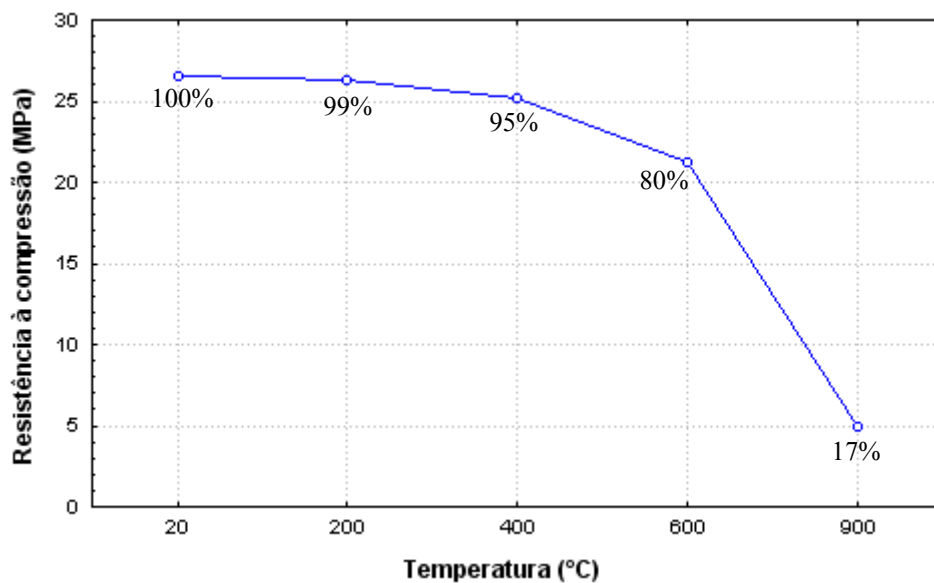


Figura 5.1: médias das resistências à compressão

Era esperado que houvesse uma queda de resistência maior nas temperaturas de 200°C, 400°C e 600°C, de acordo com os resultados de estudos realizados previamente por outros pesquisadores. Georgali e Tsakiridis (2004, p.1) verificaram que, a 300°C, a resistência à compressão residual variava na ordem de 85% a 60%, e a 550°C a resistência residual

tipicamente variava entre 45% e 30% de seu valor original. Chan, Peng e Anson (1999, p.24) obtiveram valores de resistência residual na ordem de 80% para temperatura de 400°C, 40% na temperatura de 600°C e cerca de 20% na temperatura de 800°C.

Mohamedbhal (1986, p.154), para concretos expostos por uma hora após alcançar os patamares de temperatura definidos para os ensaios, encontrou intervalos de resistência residual da ordem de 77% a 85% na temperatura de 200°C, 68% a 83% na temperatura de 400°C, 48% a 69% na temperatura de 600°C e 29% a 34% na temperatura de 800°C. Esse estudo, mesmo apresentando grandes intervalos de resistência residual em cada patamar de temperatura, apresentou quedas de resistência maiores do que os resultados obtidos neste trabalho. Esse resultado pode ser devido, entre outros fatores, ao tempo de exposição diferenciado, de uma hora, em comparação com o tempo de exposição do presente trabalho, que foi de trinta minutos; à taxa de aquecimento nos primeiros minutos, que no presente trabalho foi inferior a curva-padrão “Temperatura-Tempo”; e ainda às condições de umidade dos concretos ensaiados, os quais foram curados por sete dias em água e após secados ao ar durante 84 ± 1 dias, sendo que no presente trabalho, após permanecerem por sete dias em câmara úmida, os concretos foram mantidos em câmara climatizada com umidade relativa de 65%, indicando que a umidade presente nos concretos do presente trabalho pode ter levado a uma ação benéfica em relação a sua degradação térmica.

Já os estudos conduzidos por Lima (2005, p.142), utilizando condições de ensaio semelhantes às adotadas neste trabalho, para concretos de resistência inicial da ordem de 23 MPa, apresentaram resultados de resistência residual de 100% para temperatura de 200°C, 93% para temperatura de 400°C, 60% para temperatura de 600°C e 13% para temperatura de 900°C, resultados bastante semelhantes aos obtidos no presente trabalho, com exceção feita ao valor de resistência na temperatura de 600°C, 20% inferior ao resultado médio obtido no presente trabalho.

A reduzida perda de resistência à compressão dos concretos ensaiados, para as temperaturas de exposição de 200°C, 400°C e 600°C, pode ser devida a diversos fatores que interferem no comportamento do concreto exposto a altas temperaturas, tanto fatores intrínsecos ao concreto, quanto fatores relativos às condições de ensaio. No caso dos concretos ensaiados, a relação água/cimento relativamente alta pode ter levado a um aumento de porosidade no concreto, o que contribui para uma maior absorção de água livre durante a cura úmida, o que,

conforme Mehta e Monteiro (1994, p.146), faz com que haja um retardo no aumento de temperatura do concreto enquanto houver água livre para ser evaporada, devido ao considerável calor de vaporização necessário para a conversão da água líquida em vapor, fazendo que a perda de resistência do concreto, devido ao aumento de temperatura, seja menor. Outros fatores que podem ter influenciado a reduzida perda de resistência à compressão, já anteriormente comentados, se referem à taxa de aquecimento, nos primeiros minutos, inferior à taxa da curva-padrão “Temperatura-Tempo”; e ao tempo de exposição adotado para o trabalho.

Deve-se considerar ainda o fato de que o gráfico 5.1 mostra os dados agregados, demonstrando tendências de comportamento. Analisando-se os valores médios por tipo de agregado, resfriamento e mistura, observam-se diferenças de comportamento, as quais serão abordadas nos próximos itens.

Com objetivo de identificar se os resultados de resistência à compressão obtidos diferem em cada grupo de temperatura de exposição, foi realizada uma análise de variância (oneway ANOVA), conforme pode ser observado na tabela 5.2.

Tabela 5.2: análise da variância da resistência à compressão

	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Média quadrada	F	Valor-p	Significância
Entre grupos	20095,949	4	5023,987	127,387	0,000	Significativo
Dentre grupos	11634,477	295	39,439			
Total	31730,426	299				

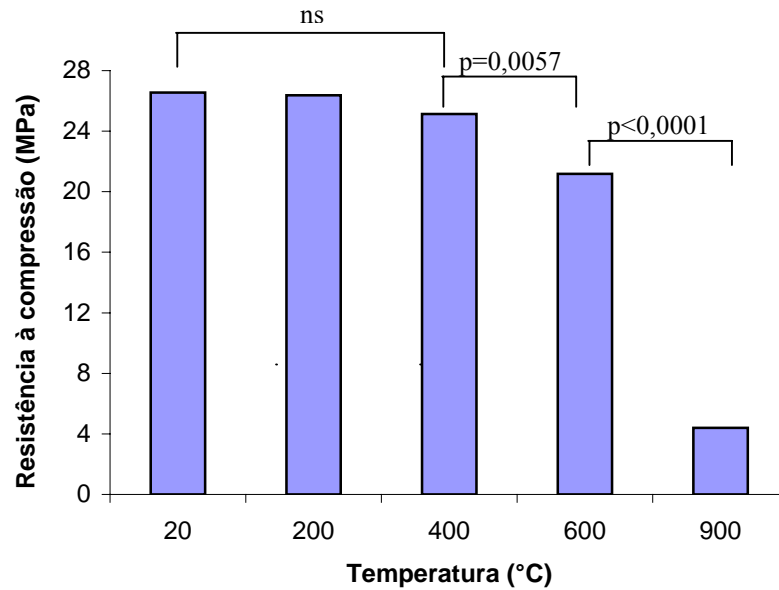
Teste F= média quadrada entre grupos / média quadrada dentre grupos

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

A análise de variância apontou diferença significativa para os grupos de temperatura ($F(4,295)=127,387$, $p<0,001$), indicando que há, pelo menos, um grupo de temperatura com resistência à compressão significativamente diferente dos demais grupos.

Para avaliar o nível de significância das médias das resistências entre os grupos de temperatura, foi realizado o pós-teste Tukey HSD (figura 5.2).



Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student.
 ns = não significativo ($\alpha=0,05$).

Figura 5.2: nível de significância da resistência à compressão entre os grupos de temperatura

Analisando os resultados verifica-se que as diferenças entre as médias da resistência à compressão dos corpos-de-prova não expostos e nas temperaturas de 200°C e 400°C não foram significativas. Entre as temperaturas de exposição de 400°C e 600°C, constatou-se diferença significativa entre os valores de resistência à compressão ($p=0,0057$), assim como entre as temperaturas de 600°C e 900°C ($p<0,0001$).

5.1.2 Efeito da Mistura

A variável de controle mistura (relação a/c) influencia diretamente a resistência à compressão do concreto, tanto é que os valores dessa variável foram previamente estabelecidos para que se pudesse avaliar a influência de uma maior porosidade, associada com relações água/cimento maiores, no nível de deterioração do concreto, assim como as demais características do concreto, referentes ao proporcionamento de materiais das diferentes relações a/c, quando exposto aos patamares de temperatura adotados neste trabalho. Os valores médios das resistências à compressão para cada uma das misturas adotadas estão indicados na figura 5.3.

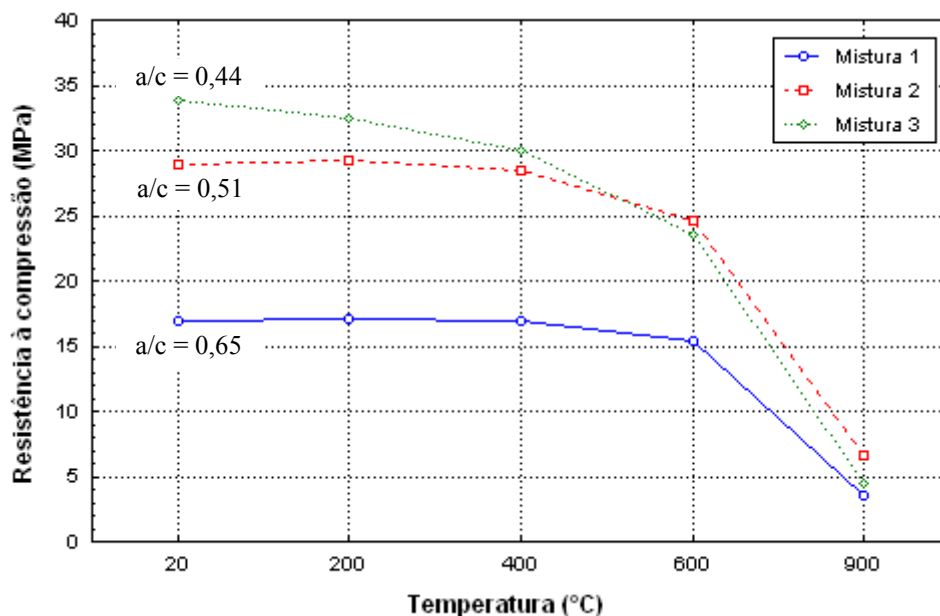


Figura 5.3: médias da resistência à compressão por tipo de mistura

Foi realizado o pós-teste Tukey HSD, com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias da resistência à compressão por mistura, nos grupos de temperatura. Constatou-se que não houve diferenças significativas para os seguintes valores de resistência à compressão:

- mistura 1 nas temperaturas de 20°C, 200°C, 400°C e 600°.
- mistura 2 nas temperaturas de 20°C, 200°C, 400°C e mistura 3 nas temperaturas de 200°C e 400°C.
- mistura 3 nas temperaturas de 20°C, 200°C, 400°C e 200°C da mistura 2.
- na temperatura de 600°C, as misturas 2 e 3.
- na temperatura de 900°C, as misturas 1, 2 e 3.

Para a relação água/cimento mais alta (mistura 1), que conferiu ao concreto uma resistência inicial mais baixa, observa-se uma queda muito pequena na resistência à compressão até a temperatura de 600°C (diferenças não significativas). O concreto de resistência intermediária (mistura 2) praticamente não apresentou queda de resistência até a temperatura de 400°C (diferenças não significativas), caindo um pouco na temperatura de 600°C. O concreto com a resistência à compressão inicial mais alta (mistura 3) apresentou uma tendência de queda de resistência nas temperaturas entre 20°C e 600°C, porém não apresentando diferenças significativas nas temperaturas entre 20°C e 400°C. Para todas as misturas, a queda de resistência na temperatura de 900°C foi bastante acentuada. Observa-se que o concreto de pior resistência inicial apresentou o melhor comportamento quando exposto as altas temperaturas,

com resistência residual na temperatura de 900°C muito próxima às resistências residuais observadas nos concretos de resistência inicial mais alta. Na temperatura de 900°C, os valores de resistência à compressão entre as três diferentes misturas não apresentaram diferença significativa. Entre os dois concretos de resistência inicial mais alta, embora os mesmos apresentem valores de resistência muito próximos, o consumo de cimento para a mistura 3 foi maior (438 kg/m³ para a mistura 2 e 579 kg/m³ para a mistura 3), o que pode ter conferido um comportamento, nas temperaturas mais altas (600°C e 900°C), um pouco pior do que o concreto de resistência inicial média, com uma queda de resistência mais acentuada, indicando que a mistura de maior consumo de cimento teve pior desempenho em temperaturas mais elevadas.

Shoaib, Ahmed e Balaha (2001, p.1533-1538) conduziram pesquisas com argamassas, de diferentes relações água/cimento (0,4 - 0,5, - 0,6), expostas à temperatura de 600°C. Os resultados demonstraram que houve um aumento da resistência à compressão com o aumento da relação água/cimento de 0,4 para 0,5, e uma queda da resistência para relação a/c de 0,6, resultado idêntico ao desta pesquisa na temperatura de 600°C, para as relações a/c de 0,44, 0,51 e 0,65. Cabe lembrar que foram obtidos resultados semelhantes apesar das diferenças entre os estudos, como a utilização de argamassa, tempo e taxa de aquecimento diferentes, o que pode indicar que a temperatura de exposição tenha maior influência em relação à deterioração do concreto do que outros fatores como a taxa de aquecimento e o tempo de exposição.

5.1.3 Efeito do Agregado

A variável de controle tipo de agregado graúdo apresentou médias de resistência à compressão, em cada temperatura de exposição, muito semelhante, conforme pode ser observado no gráfico da figura 5.4. Na análise de variância múltipla, apresentada na tabela 5.1, foi constatado que a variável independente tipo de agregado graúdo não influenciou significativamente na resistência à compressão, o que foi confirmado através do pós-teste Tukey HSD.

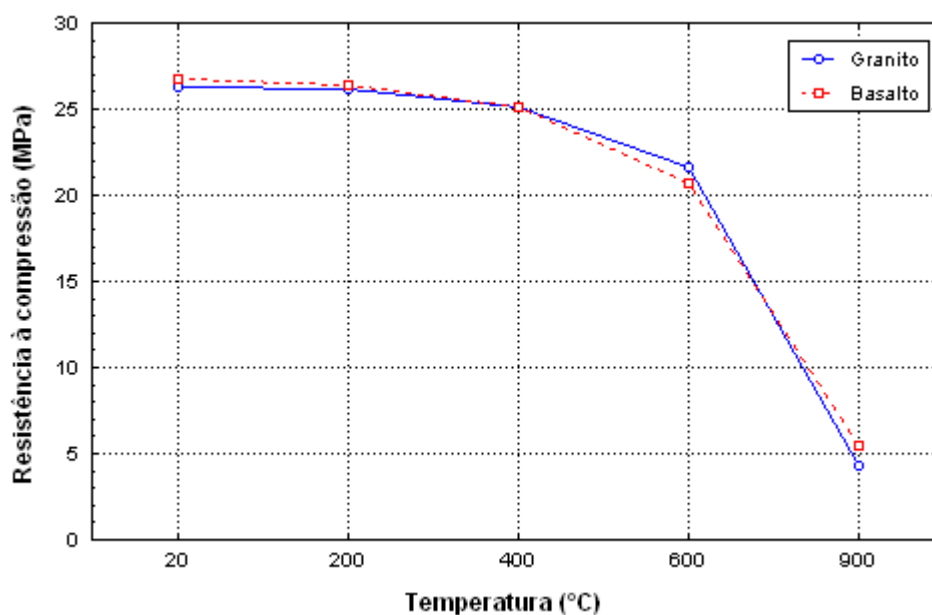


Figura 5.4: médias da resistência à compressão por tipo de agregado graúdo

Era esperado que os concretos confeccionados com granito, rocha de origem ígnea do tipo ácida, cujo principal mineral constituinte é o quartzo, devido à expansão súbita desse mineral em temperaturas até aproximadamente 580°C, apresentassem resistências inferiores àquelas apresentadas pelos concretos confeccionados com basalto, especialmente a partir da temperatura de 600°C, o que não foi observado nos concretos utilizados neste trabalho.

Resultado semelhante ao do presente trabalho foi relatado por Lima (2005, p. 143), com concretos de baixa compactidade em altas temperaturas, tendo encontrado valores de resistência à compressão entre concretos confeccionados com agregado graúdo basáltico e granítico, bastante semelhantes, a não ser por uma resistência 6% superior para concretos confeccionados com granito na temperatura de 600°C, fato que foi atribuído, possivelmente, a um possível ruído experimental.

O tipo de agregado graúdo, embora não tenha mostrado influência significativa na resistência à compressão, mostrou algumas interações com as outras variáveis independentes (tabela 5.1), com resultados significativos, como é o caso da interação entre temperatura, mistura e agregado, a qual pode ser observada no gráfico da figura 5.5, onde as resistências encontram-se representadas em termos de valores relativos à resistência inicial dos concretos na temperatura ambiente.

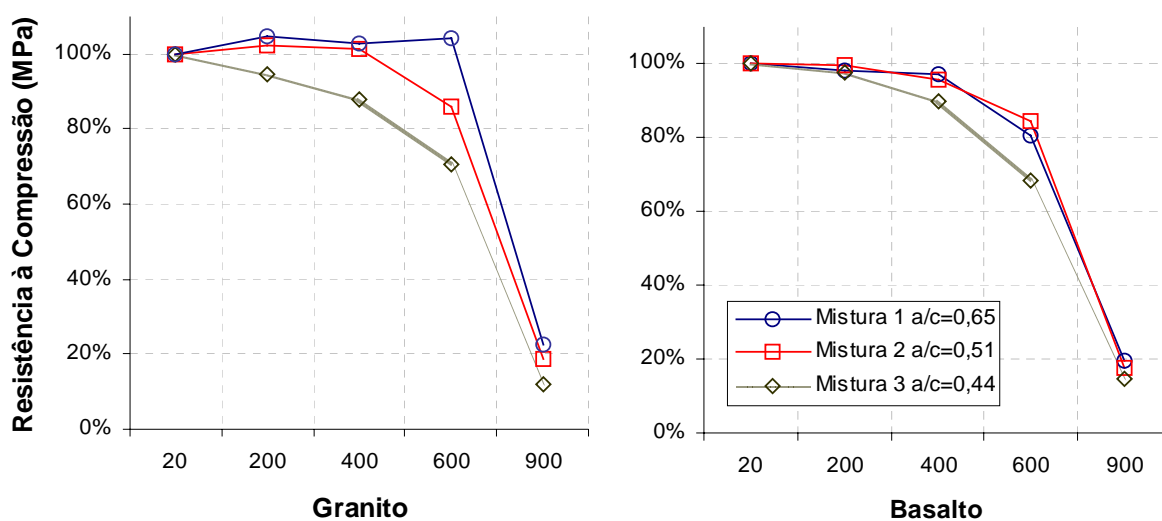


Figura 5.5: médias da resistência à compressão em valores relativos por tipo de agregado graúdo e mistura (a/c)

Observa-se na figura 5.5, nos concretos confeccionados com granito, que a mistura 1 conserva suas propriedades mecânicas até a temperatura de 600°C, enquanto que a mistura 2 conserva suas propriedades mecânicas até a temperatura de 400°C e a mistura 3 sofre perda de resistência de forma gradativa a partir da temperatura de 200°C. Tanto o concreto confeccionado com granito quanto o confeccionado com basalto, utilizando-se a mistura 3, de maior resistência inicial, apresenta queda de resistência mais pronunciada em relação às outras misturas.

5.1.4 Efeito do Resfriamento

O tipo de resfriamento a que os corpos-de-prova foram submetidos demonstrou uma tendência a influenciar a resistência à compressão dos concretos ensaiados. Porém, o pós-teste de Tukey HSD, realizado com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias da resistência à compressão por tipo de resfriamento, dentro dos grupos de temperatura, apenas apontou diferença significativa entre as médias das resistências à compressão na temperatura de 400°C (figura 5.6), o que justifica o resultado da análise de variância múltipla (tabela 5.1), onde foi apontada influência significativa do tipo de resfriamento na resistência à compressão.

Segundo Lin, Lin e Couche (1996, p.204), consideráveis perdas e ganhos de resistência tem sido reportados em relação à pasta de cimento no período pós-resfriamento com a utilização de água. As maiores perdas de resistência são atribuídas ao aumento de volume de 44% provocado pela a rehidratação do óxido de cálcio. Por outro lado, o ganho de resistência pode ser atribuído a uma rehidratação promovida na matriz cimentícia devido à absorção da água utilizada no resfriamento, que, pela maior porosidade adquirida pelo concreto nas maiores temperaturas de exposição, pode penetrar no seu interior.

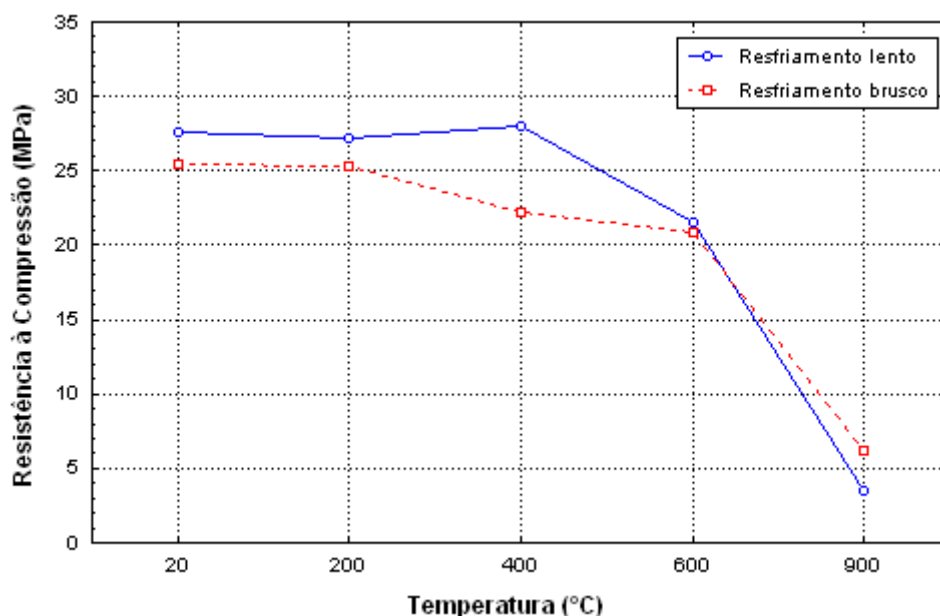


Figura 5.6: médias da resistência à compressão por tipo de resfriamento

Os valores médios de resistência à compressão em valores relativos por tipo de resfriamento, separando os resultados por tipo de mistura (a/c), podem ser observados nos gráficos da figura 5.7. Constatou-se que os corpos-de-prova produzidos com as misturas 1 e 2, resfriados lentamente, na temperatura de exposição de 400°C, mostraram um aumento de resistência à compressão em relação à temperatura de 200°C. Quando avaliados os valores médios de resistência à compressão em valores relativos por tipo de resfriamento, separando os resultados por tipo de agregado graúdo (figura 5.8), observa-se que houve uma conservação da resistência inicial até a temperatura de 200°C para os concretos resfriados lentamente, o que não foi observado para os concretos resfriados rapidamente. Esse aumento/conservação de resistência ocorreu tanto para os concretos confeccionados com granito quanto com basalto, com as misturas 1 e 2, resfriados lentamente. Estes valores de resistência acabaram

influenciando a média geral da resistência nesta temperatura, já que os corpos-de-prova resfriados bruscamente não apresentaram aumentos de resistência na temperatura de 400°C, em relação à temperatura de 200°C.

Na figura 5.8 observa-se, também, que, embora a tabela 5.1 mostre uma interação significativa entre estas variáveis, apenas o valor de resistência à compressão nos concretos resfriados bruscamente, confeccionados com granito, na temperatura de 600°C, mostra um comportamento diferenciado, o que pode ser atribuído a ruído experimental.

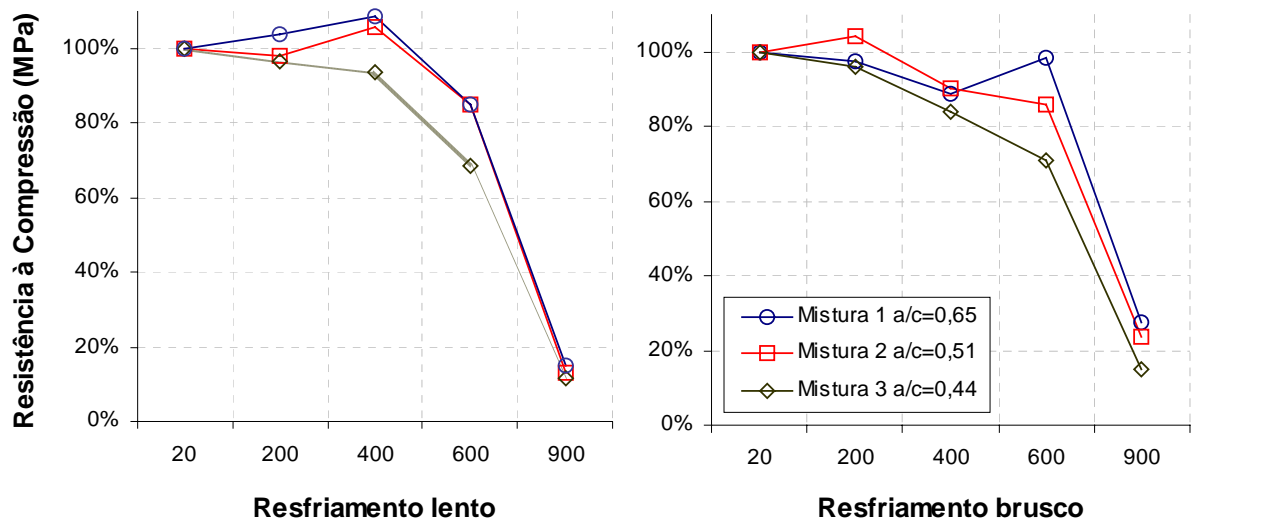


Figura 5.7: médias da resistência à compressão em valores relativos por tipo de resfriamento e mistura (a/c)

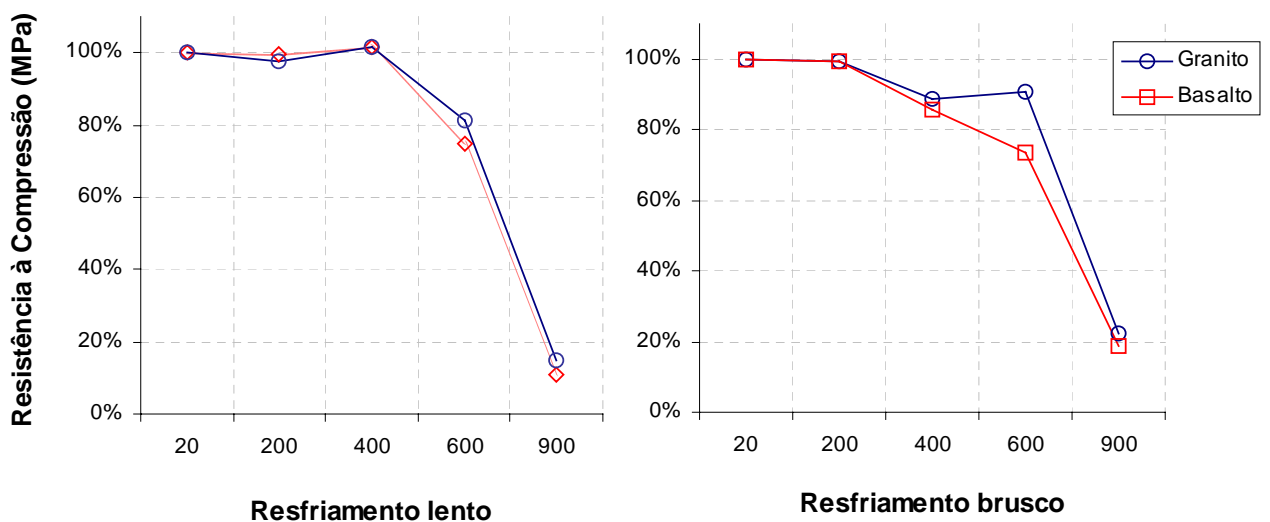


Figura 5.8: médias da resistência à compressão em valores relativos por tipo de resfriamento e agregado

5.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Foram realizados ensaios para a determinação do módulo de elasticidade dos concretos. Os resultados obtidos foram analisados estatisticamente para avaliação da significância dos mesmos em relação aos grupos de temperatura adotados neste trabalho.

A influência das variáveis independentes adotadas neste trabalho (quais sejam: temperatura, mistura (relação a/c), agregado graúdo e tipo de resfriamento), no módulo de elasticidade foram avaliadas através de análise de variância múltipla (MANOVA), conforme pode ser observado na tabela 5.3.

Tabela 5.3: análise de variância múltipla da influência das variáveis independentes no módulo de elasticidade

Fator	Graus de Liberdade do fator	Média quadrada do fator	Graus de Liberdade do erro	Média quadrada do erro	F	Valor-p	Significância
1	4	4678,949	120	2,316244	2020,059	0,0000	Significativo
2	2	298,675	120	2,316244	128,948	0,0000	Significativo
3	1	0,201	120	2,316244	0,087	0,7691	Não-significativo
4	1	29,542	120	2,316244	12,754	0,0005	Significativo
12	8	35,483	120	2,316244	15,319	0,0000	Significativo
13	4	6,040	120	2,316244	2,608	0,0390	Significativo
23	2	12,767	120	2,316244	5,512	0,0051	Significativo
14	4	11,310	120	2,316244	4,883	0,0011	Significativo
24	2	59,814	120	2,316244	25,824	0,0000	Significativo
34	1	3,872	120	2,316244	1,671	0,1985	Não-significativo
123	8	7,393	120	2,316244	3,192	0,0025	Significativo
124	8	18,159	120	2,316244	7,840	0,0000	Significativo
134	4	9,584	120	2,316244	4,138	0,0035	Significativo
234	2	2,605	120	2,316244	1,125	0,3282	Não-significativo
1234	8	8,910	120	2,316244	3,847	0,0005	Significativo

1-Temperatura; 2-Mistura (relação a/c); 3-Agregado; 4-Resfriamento

Teste F= média quadrada do fator/média quadrada do erro

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

Conforme pode ser observado na tabela 5.3, as variáveis independentes que tiveram influência significativa no módulo de elasticidade foram, em ordem de nível de significância, a

temperatura, a mistura (a/c) e o tipo de resfriamento. O tipo de agregado graúdo não teve influência significativa no módulo de elasticidade. Observa-se que as variáveis e a ordem do nível de significância é equivalente àquelas que influenciaram a resistência à compressão. As interações de segunda ordem com influência significativa no módulo de elasticidade, também em ordem de nível de significância, foram mistura (a/c) x resfriamento, temperatura x mistura (a/c), mistura (a/c) x tipo de agregado graúdo, temperatura x resfriamento e temperatura x tipo de agregado graúdo. As interações de terceira ordem com influência significativa no módulo de elasticidade foram, de acordo com o nível de significância, temperatura x mistura (a/c) x resfriamento, temperatura x mistura (a/c) x tipo de agregado graúdo e temperatura x tipo de agregado graúdo x resfriamento. A interação de todas as quatro variáveis independentes, no módulo de elasticidade, também mostrou influência significativa.

A seguir, será avaliada a influência de cada uma das variáveis independentes nos resultados do módulo de elasticidade obtidos nos ensaios.

5.2.1 Efeito da Temperatura

Conforme se dá o aumento da temperatura de exposição, há uma diminuição no módulo de elasticidade do concreto. Os valores de módulo de elasticidade observados, em termos percentuais do valor do módulo do concreto não exposto estão mostrados na figura 5.9. Observou-se que a diminuição do módulo de elasticidade, com o aumento de temperatura, foi bem mais acentuada do que a diminuição de resistência à compressão (vide figura 5.1), comparando-se os percentuais de redução em ambos os casos.

Em estudo realizado por Cruz (1966), citado por Mehta e Monteiro (1994, p.147), observou-se que, os módulos de elasticidade dos concretos empregados no estudo caíram mais rapidamente do que a resistência à compressão, com o aumento da temperatura, mesmo resultado obtido no presente trabalho, o que pode ser atribuído a uma micro-fissuração na zona de transição, que tem um efeito mais danoso no módulo de elasticidade do que na resistência à compressão do concreto. Efeito semelhante foi relatado em estudos envolvendo reações álcali-agregado, onde há a formação de gel expansivo, gerando micro-fissurações no

concreto, havendo uma queda mais acentuada no módulo de elasticidade do que na resistência à compressão (HASPARYK, 2005, p.157).

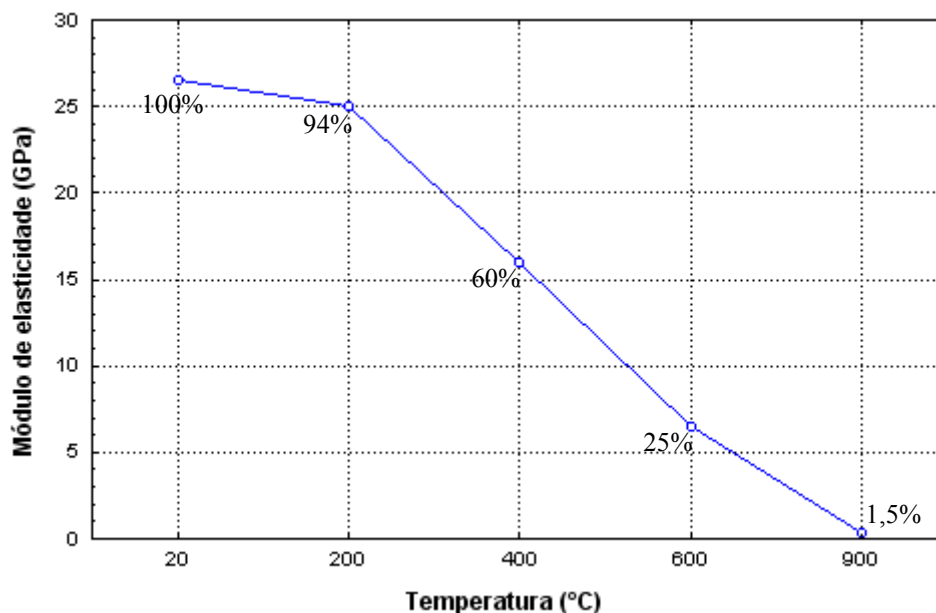


Figura 5.9: médias dos módulos de elasticidade

Os estudos conduzidos por Lima (2005, p. 146), para concretos de alta resistência, utilizando condições de ensaio semelhantes às adotadas neste trabalho, apresentaram resultados de módulo de elasticidade residual de 93% para temperatura de 200°C, 77% para temperatura de 400°C e 26% para temperatura de 600°C, resultados bastante semelhantes aos obtidos no presente trabalho, com exceção feita ao valor de módulo de elasticidade na temperatura de 400°C, 17% superior ao resultado obtido no presente trabalho. O mesmo pesquisador ainda obteve, para concretos de resistência inicial da ordem de 23 MPa (denominados no estudo de concretos de baixa compactidade), valores residuais de módulo de elasticidade de 91%, 69%, 20%, respectivamente, para as temperaturas de 200°C, 400°C e 600°C.

Com objetivo de identificar se os resultados do módulo de elasticidade obtidos diferem entre si em cada grupo de temperatura de exposição, foi realizada uma análise de variância (oneway ANOVA), cujos resultados podem ser observados na tabela 5.4.

Tabela 5.4: análise da variância do módulo de elasticidade

	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Média quadrada	F	Valor-p	Significância
Entre grupos	18715,801	4	4678,950	474,242	0,000	Significativo
Dentre grupos	1726,578	175	9,866			
Total	20442,379	179				

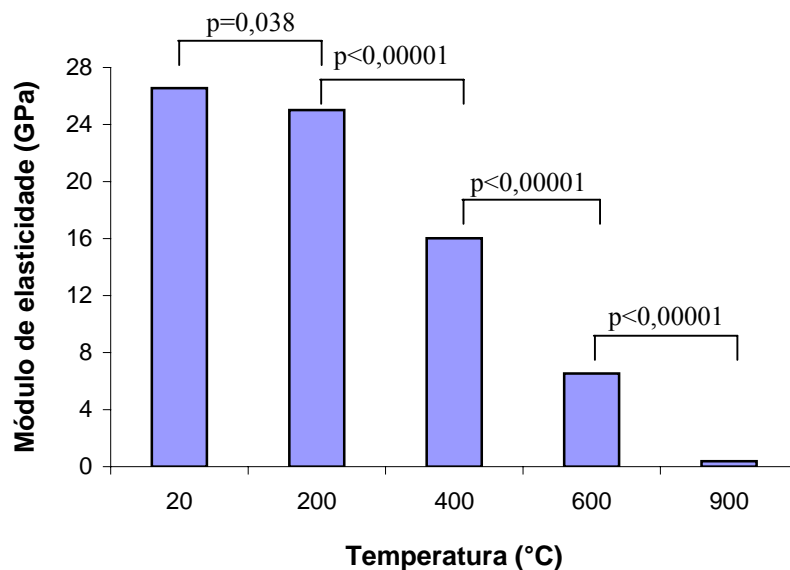
Teste F= média quadrada entre grupos / média quadrada dentre grupos

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

A análise de variância apontou diferença significativa para os grupos de temperatura ($F(4,175)=474,242$, $p<0,001$), indicando que há, pelo menos, um grupo de temperatura com módulo de elasticidade significativamente diferente dos demais grupos.

Para avaliar o nível de significância das médias dos módulos de elasticidade nos grupos de temperatura, foram realizados os pós-testes de Tukey HSD e Duncan. Os resultados do pós-teste de Duncan encontram-se representados na figura 5.10.



Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Figura 5.10: nível de significância do módulo de elasticidade entre os grupos de temperatura

As diferenças entre as médias dos módulos de elasticidade dos corpos-de-prova foram significativas. Entre as temperaturas de 20°C e 200°C, observou-se o menor nível de

significância ($p=0,038$), sendo que para as demais temperaturas, o nível de significância foi bastante alto, da ordem de 1 para 100.000 a chance das diferenças serem por coincidência.

Para o pós-teste de Turkey HSD, teste mais rigoroso do que o teste Duncan, as diferenças entre os valores médios de módulo de elasticidade não foram significativos para as temperaturas de 20°C e 200°C.

5.2.2 Efeito da Mistura

Assim como a variável independente mistura (relação a/c) influencia diretamente a resistência à compressão do concreto, ela influencia também o módulo de elasticidade. A figura 5.11 mostra os valores médios dos módulos de elasticidade para cada uma das misturas adotadas neste trabalho.

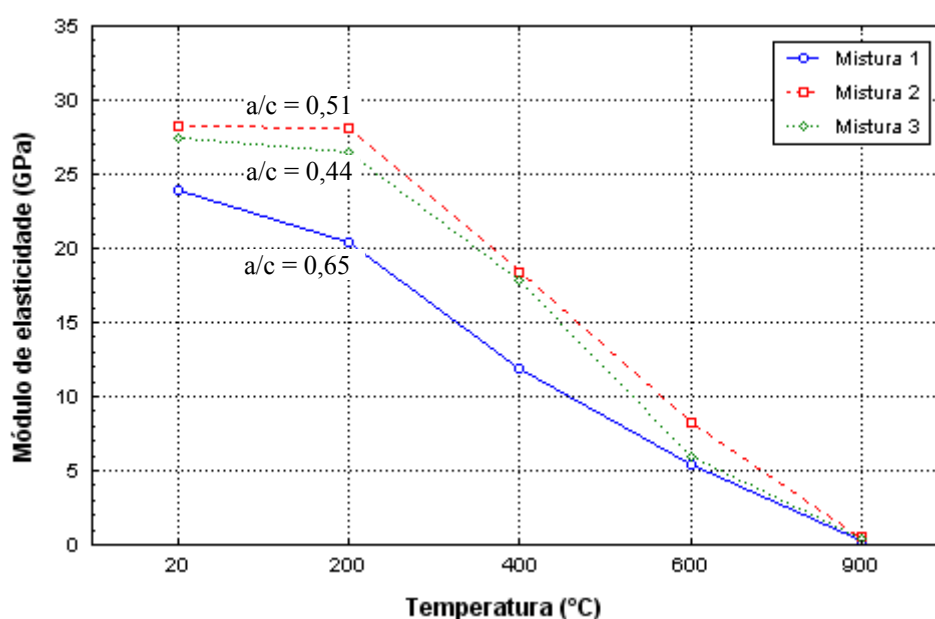


Figura 5.11: médias do módulo de elasticidade por tipo de mistura

Observa-se que o concreto confeccionado com a mistura 3, de resistência à compressão maior, apresentou resultados de módulo inferiores ao concreto confeccionado com a mistura 2, de resistência intermediária. Cabe salientar que as resistências à compressão aos 28 dias dos concretos confeccionados com as misturas 1 e 2 foram bastante próximas, configurando

concretos de mesma faixa de resistência (mistura 2=30,3 MPa; mistura 3=33,5 MPa). Esse fato indica que a maior quantidade de cimento utilizado no concreto da mistura 3 (141kg/m^3 a mais do que a mistura 2) pode ter conferido ao mesmo pior desempenho em relação ao módulo de elasticidade, isto devido ao fato de que, para um mesmo teor de argamassa, uma maior quantidade de cimento significa uma redução na quantidade de agregados, os quais conferem ao concreto melhores propriedades em relação ao módulo de elasticidade.

Foi realizado o pós-teste Tukey HSD, com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias do módulo de elasticidade por mistura, nos grupos de temperatura. Não foram constatadas diferenças significativas entre as médias do módulo de elasticidade por mistura, com exceção dos valores de módulo de elasticidade da mistura 1 nas temperaturas de 20°C , 200°C e 400°C , indicando que o tipo de mistura só influenciou o módulo de elasticidade da mistura 1 nas temperaturas de exposição menores.

5.2.3 Efeito do Agregado

As médias dos valores de módulo de elasticidade em cada temperatura de exposição foram muito semelhantes, independentemente do tipo de agregado, a exemplo do que foi observado para a resistência à compressão (figura 5.12). Na tabela 5.3, onde foram avaliadas as influências de todas as variáveis independentes simultaneamente, o tipo de agregado graúdo não mostrou influência significativa no módulo de elasticidade, embora sua interação com a temperatura de exposição e com o tipo de mistura (a/c) tenha mostrado resultado significativo.

Quando se avalia somente o efeito do agregado graúdo juntamente com a temperatura no módulo de elasticidade, o agregado passa a não mostrar influência significativa (tabela 5.5), o que foi confirmado com o pós-teste Tukey HSD, dentro de cada grupo de temperatura, donde se conclui que o tipo de agregado graúdo utilizado não teve influencia no módulo de elasticidade.

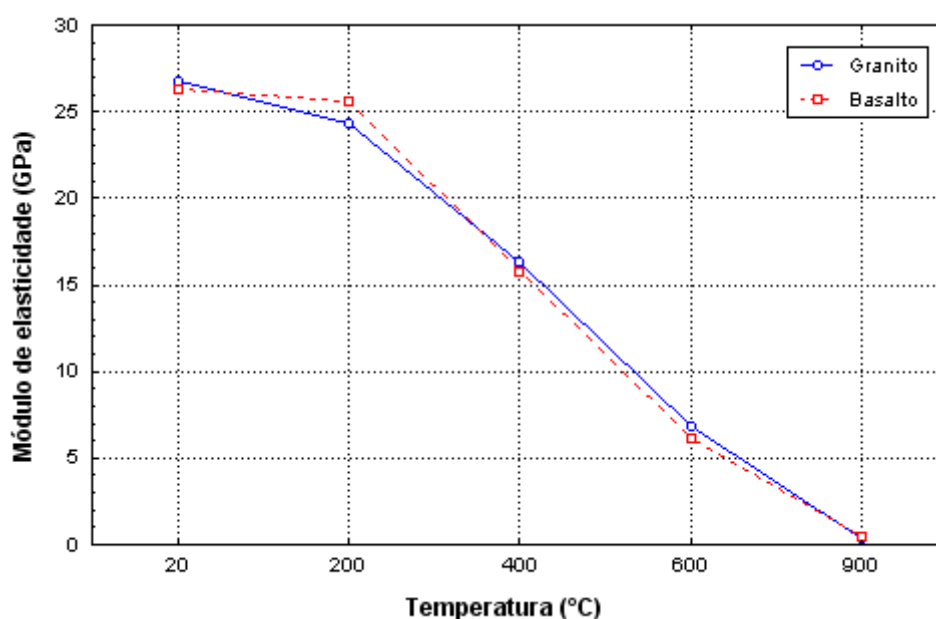


Figura 5.12: médias do módulo de elasticidade por tipo de agregado graúdo

Tabela 5.5: análise de variância múltipla da influência da temperatura e do agregado graúdo no módulo de elasticidade

Fator	Graus de Liberdade do fator	Média quadrada do fator	Graus de Liberdade do erro	Média quadrada do erro	F	Valor-p	Significância
1	4	4678,949	170	10,013	467,2859	0,0000	Significativo
2	1	0,201	170	10,013	0,0200	0,8876	Não-significativo
12	4	6,04	170	10,013	0,6033	0,6608	Não-significativo

1-Temperatura; 2-Resfriamento

Teste F= média quadrada do fator/média quadrada do erro

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

A figura 5.13 mostra os valores médios do módulo de elasticidade em valores relativos por tipo de mistura (a/c), separando os resultados por tipo de agregado graúdo. Observa-se que os concretos das misturas 2 e 3 mostraram comportamentos bastante semelhantes, havendo pequena diferenciação no comportamento dos concretos da mistura 1.

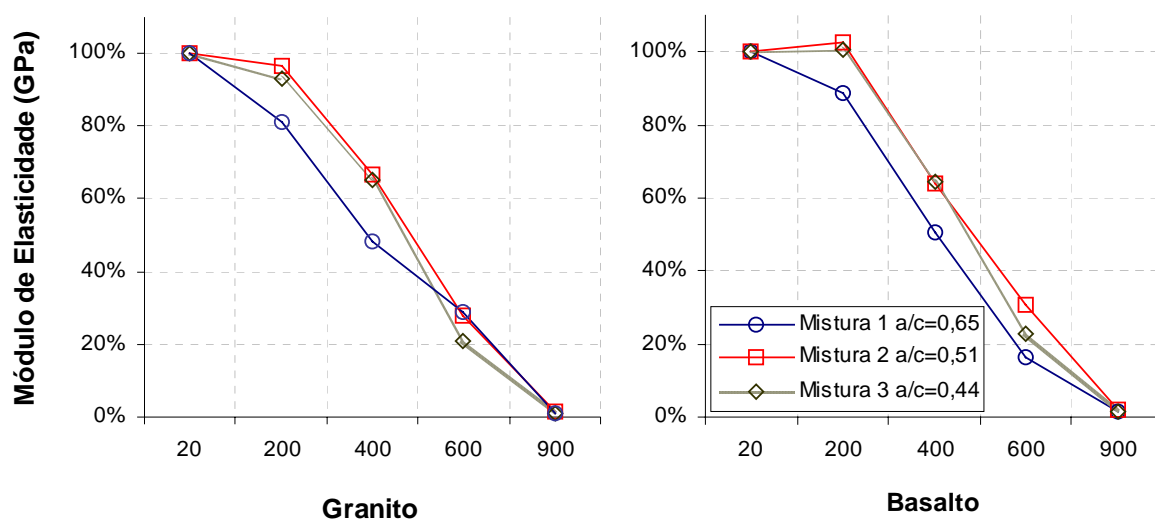


Figura 5.13: médias do módulo de elasticidade em valores relativos por tipo de mistura e agregado

5.2.4 Efeito do Resfriamento

O tipo de resfriamento adotado teve pouca influência no módulo de elasticidade dos concretos, embora se note uma tendência de os concretos resfriados lentamente apresentarem valores médios de módulo de elasticidade inferiores aos corpos-de-prova que sofreram resfriamento brusco (figura 5.14), comportamento contrário ao observado para os valores de resistência à compressão. Esse melhor comportamento dos concretos que sofreram resfriamento brusco, em relação aos resfriados lentamente pode ser devido ao fato de que os concretos resfriados bruscamente absorvem umidade, a qual ajuda a distribuir tensões de forma mais uniforme no interior do corpo-de-prova, o que não chega a interferir no ensaio de resistência à compressão onde as cargas são aplicadas em uma velocidade muito superior às cargas aplicadas no ensaio de módulo de elasticidade.

Embora na tabela 5.3 a variável independente resfriamento tenha mostrado influência significativa, quando se avalia somente o efeito do resfriamento juntamente com a temperatura no módulo de elasticidade, o resfriamento passa a não mostrar influência significativa (tabela 5.6), o que foi confirmado com o pós-teste Tukey HSD, dentro de cada grupo de temperatura.

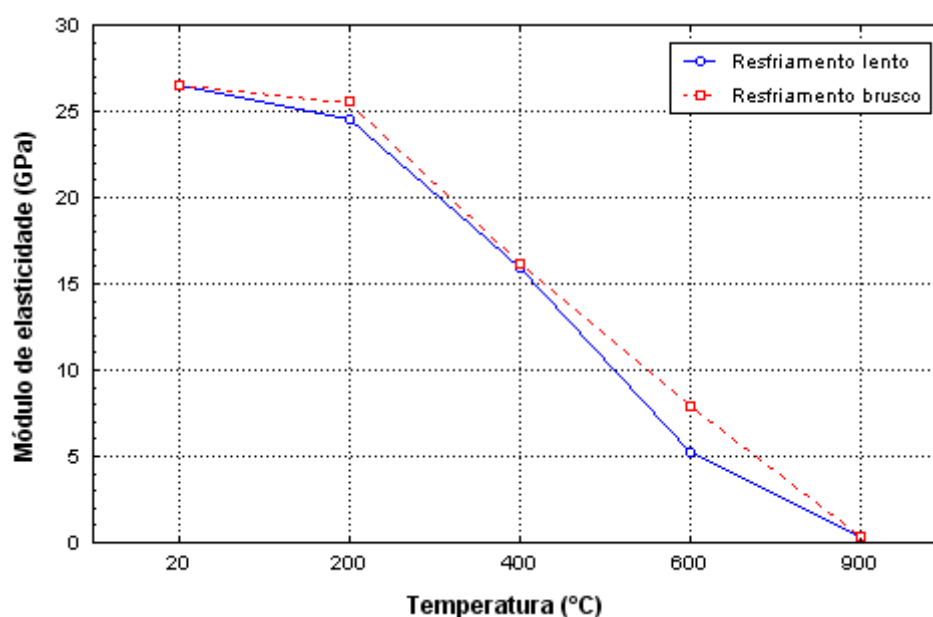


Figura 5.14: médias do módulo de elasticidade por tipo de resfriamento

Tabela 5.6: análise de variância múltipla da influência da temperatura e do resfriamento no módulo de elasticidade

Fator	Graus de Liberdade do fator	Média quadrada do fator	Graus de Liberdade do erro	Média quadrada do erro	F	Valor-p	Significância
1	4	4678,949	170	9,716450	481,5493	0,0000	Significativo
2	1	29,542	170	9,716450	3,0404	0,0830	Não-significativo
12	4	11,310	170	9,716450	1,1640	0,3285	Não-significativo

1-Temperatura; 2-Resfriamento

Teste F= média quadrada do fator/média quadrada do erro

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

Os valores médios do módulo de elasticidade em valores relativos por tipo de resfriamento, separando os resultados por tipo de mistura (a/c), podem ser observados nos gráficos da figura 5.15. Observa-se que os concretos produzidos com a mistura 2 e 3, resfriados bruscamente, é que elevaram as médias para o resfriamento brusco, sendo que a mistura 1 apresentou comportamento semelhante para ambos os resfriamentos.

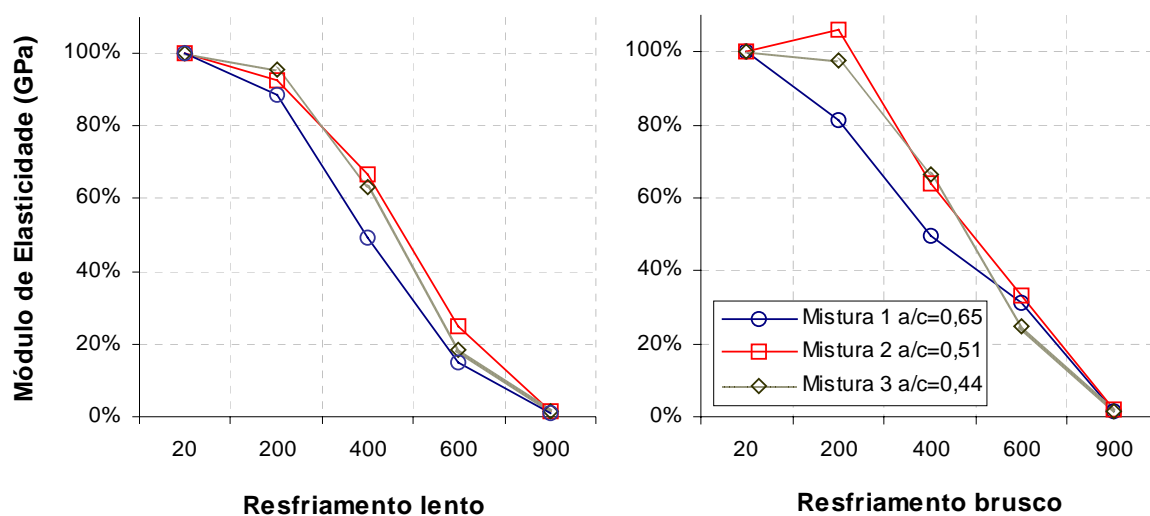


Figura 5.15: médias do módulo de elasticidade em valores relativos por tipo de resfriamento e mistura (a/c)

5.3 PROPAGAÇÃO DE ONDAS ULTRA-SÔNICAS

Foram medidas as velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas nos concreto moldados para este trabalho, com o objetivo de avaliar o potencial desse instrumento para a avaliação da degradação térmica sofrida pelos concretos expostos a altos patamares de temperatura. As velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas foram medidas antes e depois dos corpos-de-prova serem expostos aos diversos patamares de temperatura e tipos de resfriamentos. Os resultados apresentados referem-se ao fator de redução entre o valor de velocidade obtido antes dos ensaios de exposição à temperatura e resfriamento, e após os ensaios.

Os resultados obtidos foram analisados estatisticamente para avaliação da significância dos mesmos em relação aos grupos de temperatura adotados neste trabalho.

A influência das variáveis independentes adotadas (temperatura, mistura (relação a/c), tipo de agregado graúdo e tipo de resfriamento) na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, foi avaliada através de análise de uma variância múltipla (MANOVA), conforme pode ser observado na tabela 5.7.

Tabela 5.7: análise de variância múltipla da influência das variáveis independentes na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas

Fator	Graus de Liberdade do fator	Média quadrada do fator	Graus de Liberdade do erro	Média quadrada do erro	F	Valor-p	Significância
1	4	8,733718	240	0,001356	6438,821	0,0000	Significativo
2	2	0,065459	240	0,001356	48,259	0,0000	Significativo
3	1	0,040250	240	0,001356	29,674	0,0000	Significativo
4	1	0,065939	240	0,001356	48,613	0,0000	Significativo
12	8	0,012132	240	0,001356	8,944	0,0000	Significativo
13	4	0,032691	240	0,001356	24,101	0,0000	Significativo
23	2	0,013836	240	0,001356	10,200	0,0000	Significativo
14	4	0,012993	240	0,001356	9,579	0,0000	Significativo
24	2	0,001369	240	0,001356	1,009	0,3661	Não-significativo
34	1	0,026416	240	0,001356	19,475	0,0000	Significativo
123	8	0,003671	240	0,001356	2,706	0,0072	Significativo
124	8	0,001646	240	0,001356	1,214	0,2915	Não-significativo
134	4	0,007564	240	0,001356	5,577	0,0003	Significativo
234	2	0,005911	240	0,001356	4,357	0,0138	Significativo
1234	8	0,003680	240	0,001356	2,713	0,0070	Significativo

1-Temperatura; 2-Mistura (relação a/c); 3-Agregado; 4-Resfriamento

Teste F= média quadrada do fator/média quadrada do erro

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

A tabela mostra que todas as variáveis independentes tiveram influência significativa na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas. A classificação por nível de significância de cada variável foi: temperatura, tipo de resfriamento, mistura (a/c) e tipo de agregado graúdo. Diferentemente do observado para a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, a variável tipo de resfriamento assumiu uma maior importância na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, sendo a segunda variável independente em nível de influência depois da temperatura.

As interações de segunda ordem com influência significativa na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, em ordem de nível de significância, foram temperatura x tipo de agregado graúdo, tipo de agregado x resfriamento, mistura (a/c) x tipo de agregado graúdo, temperatura x resfriamento e temperatura x mistura (a/c). As interações de terceira ordem com influência significativa na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas foram, de acordo com o nível de significância, temperatura x tipo de agregado x resfriamento, temperatura x mistura (a/c) x

tipo de agregado graúdo e mistura (a/c) x tipo de agregado graúdo x resfriamento. A interação de todas as quatro variáveis independentes na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas mostrou influência significativa.

A seguir será avaliada a influência de cada uma das variáveis independentes nos resultados da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas.

5.3.1 Efeito da Temperatura

Observa-se que há uma diminuição na velocidade de propagação das ondas ultra-sônicas com o aumento da temperatura de exposição, indicando que houve uma degradação na microestrutura do concreto, com aumento das descontinuidades na matriz cimentícia. Os valores do fator de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas podem ser observados na figura 5.16.

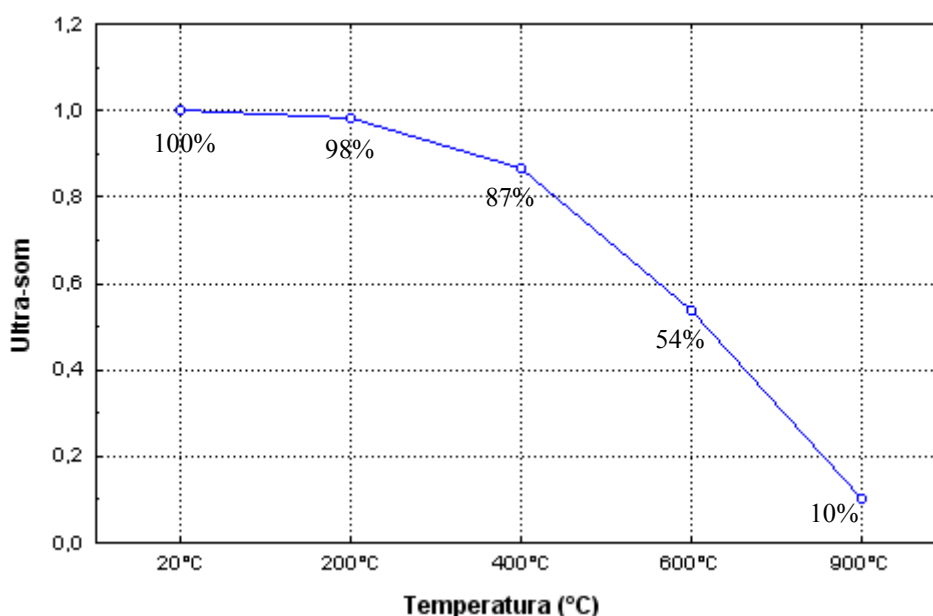


Figura 5.16: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas

Os estudos conduzidos por Lima, Caetano e Silva Filho, 2004 (p. 12), onde a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas foi avaliada como ferramenta de avaliação de corpos-de-prova expostos a altas temperaturas, mostraram uma velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas na ordem de 85% na temperatura de 400°C e de 35% na temperatura de 800°C, em

relação à velocidade de propagação dos corpos-de-prova testemunhos na temperatura ambiente. Os resultados apresentados encontram-se em conformidade com os resultados apresentados no presente trabalho, sendo os mesmos bastantes semelhantes, especialmente na temperatura de 400°C.

Com o objetivo de identificar se os resultados da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas diferem entre si em cada grupo de temperatura de exposição, foi realizada análise de variância (oneway ANOVA), conforme pode ser observado na tabela 5.8.

Tabela 5.8: análise da variância da propagação de ondas ultra-sônicas

	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Média quadrada	F	Valor-p	Significância
Entre grupos	34,935	4	8,734	2540,478	0,000	Significativo
Dentre grupos	1,014	295	3,438E-03			
Total	35,949	299				

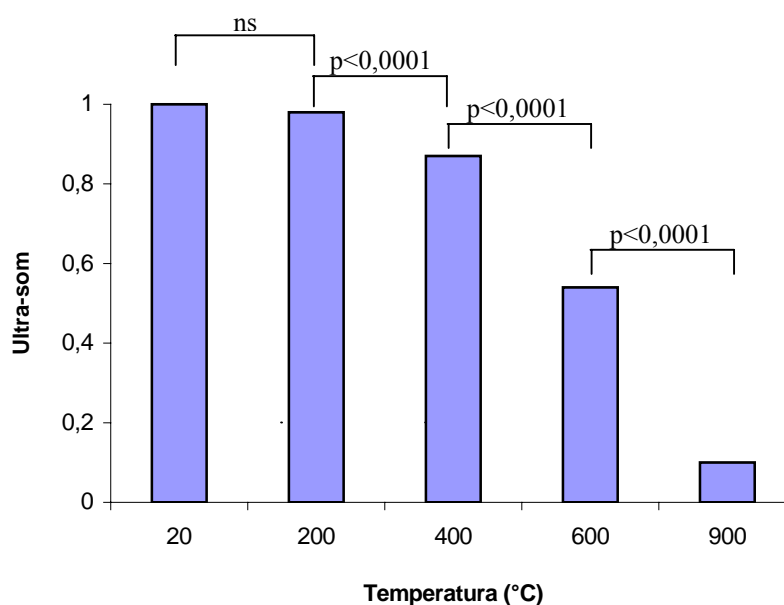
Teste F= média quadrada entre grupos / média quadrada dentre grupos

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

A análise de variância apontou diferença significativa para os grupos de temperatura ($F(4,295)=2540,478$, $p<0,001$), com um valor de “F” bastante grande, indicando que há, pelo menos, um grupo de temperatura com velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas significativamente diferente dos demais grupos.

Para avaliar o nível de significância das médias dos fatores de redução das velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas nos grupos de temperatura, foi realizado o pós-teste Tukey HSD (figura 5.17).



Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student.
 ns = não significativo ($\alpha=0,05$)

Figura 5.17: nível de significância dos fatores de redução das velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas

As diferenças entre as médias dos fatores de redução das velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas dos corpos-de-prova não expostos e na temperatura de 200°C não foram significativas. Para as demais temperaturas de exposição, constatou-se diferenças significativas ($p<0,0001$).

5.3.2 Efeito da Mistura

O tipo de mistura apresentou médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas muito semelhantes nas temperaturas de exposição até 400°C, se diferenciando um pouco nas temperaturas de 600°C e 900°C (figura 5.18). Foi realizado o pós-teste Tukey HSD, com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, por tipo de mistura, dentro dos grupos de temperatura, sendo que não foram constatadas diferenças significativas nas temperaturas até 400°C. Na temperatura de 600°C, os valores médios dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas não mostraram diferenças significativas entre os concretos confeccionados com a mistura 2 e 3. Na temperatura de 900°C, também não foram constatadas diferenças significativas entre o concreto confeccionado com a mistura 3 em relação aos concretos confeccionados com a mistura 1 e 2, embora, visualmente, no gráfico, haja uma tendência de incremento das diferenças.

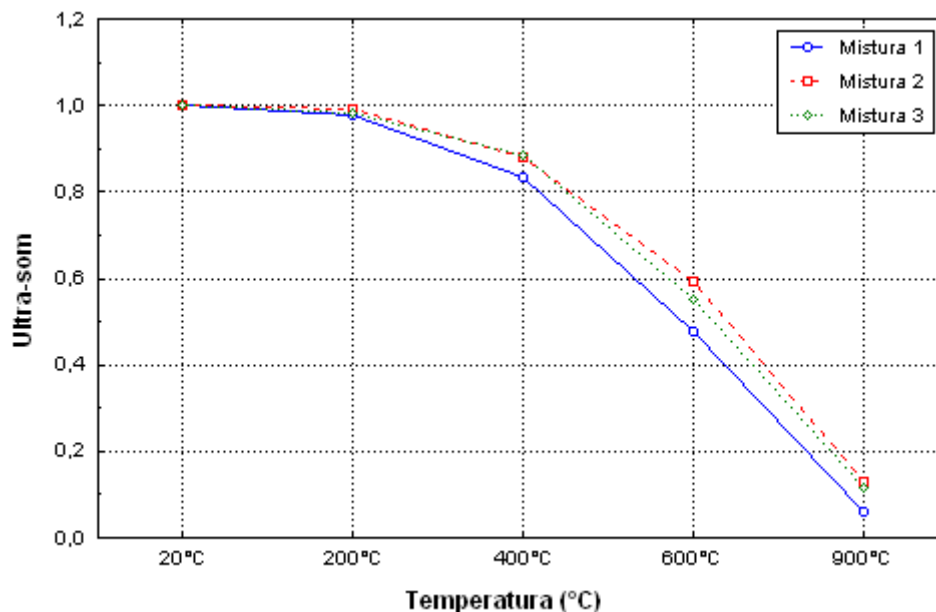


Figura 5.18: médias dos fatores de redução das velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de mistura

5.3.3 Efeito do Agregado

O tipo de agregado gráudo utilizado na confecção dos concretos apresentou médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas muito semelhantes até a temperatura de exposição de 600°C, se diferenciando apenas na temperatura de 900°C (figura 5.19). O pós-teste Tukey HSD, realizado com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de agregado, dentro dos grupos de temperatura, apontou diferença significativa entre os valores médios dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, por tipo de agregado, somente na temperatura de exposição de 900°C.

Os valores médios dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de agregado gráudo utilizado na confecção dos concretos, separando os resultados por tipo de mistura (a/c), conforme pode ser observado nos gráficos da figura 5.20, mostram que os corpos-de-prova confeccionados com granito tiveram comportamento bastante semelhante, e os confeccionados com basalto tiveram comportamento um pouco diferenciado, especialmente nas maiores temperaturas de exposição, mostrando uma tendência dos corpos-de-prova confeccionados com agregado basáltico apresentarem uma velocidade residual de propagação de ondas ultra-sônicas maior, o que deve ser devido à maior densidade do basalto em relação ao granito.

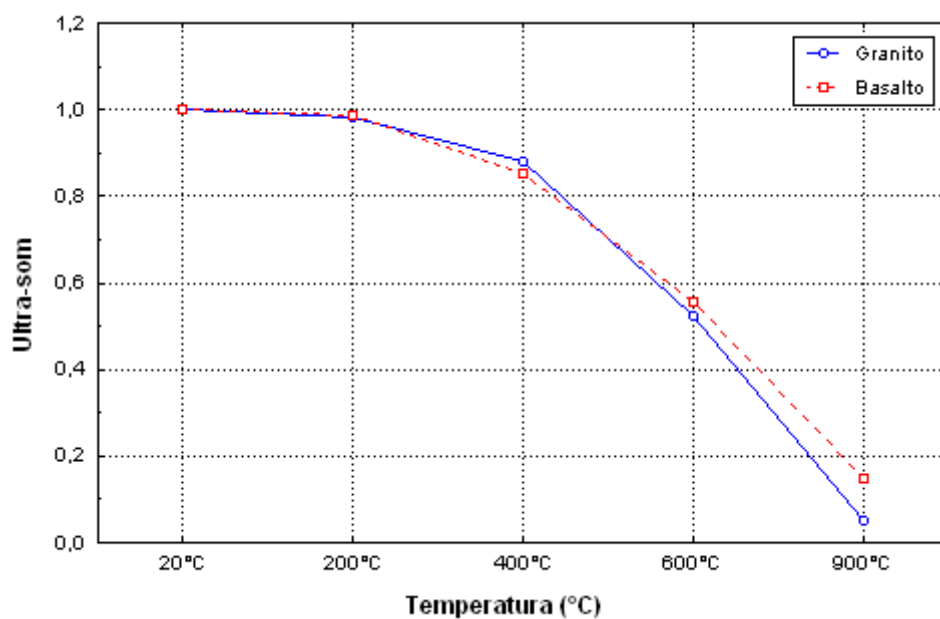


Figura 5.19: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de agregado graúdo

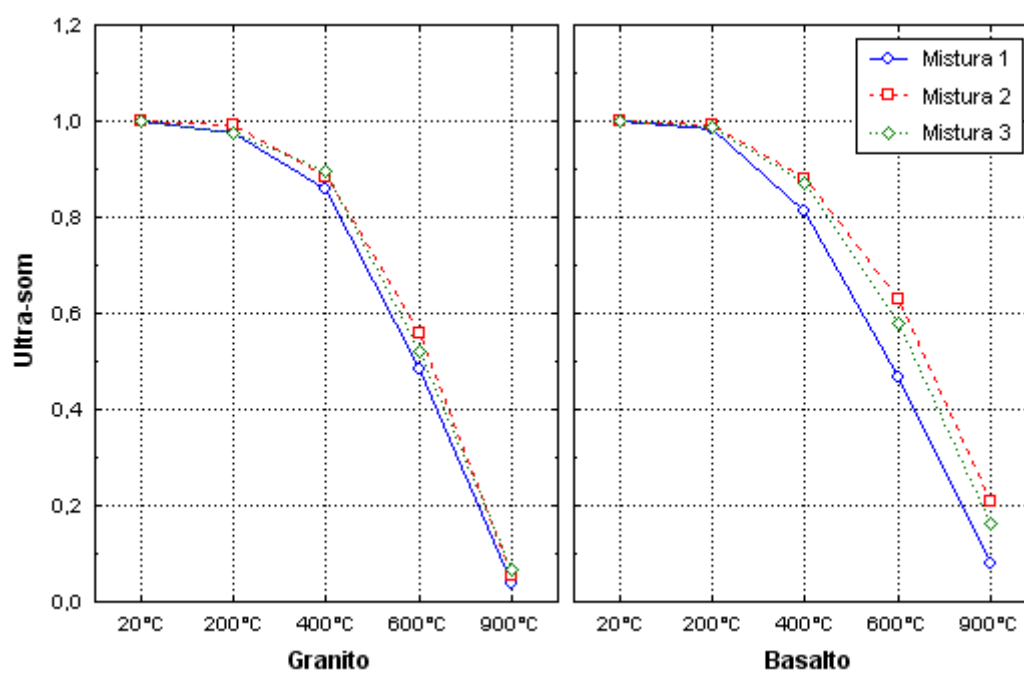


Figura 5.20: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de agregado graúdo e mistura (a/c)

Assim como ocorreu no ensaio de módulo de elasticidade, os concretos confeccionados com a mistura 3 e agregado graúdo basáltico mostraram um comportamento intermediário entre as misturas 1 e 2, sendo que se esperaria que o concreto com a maior resistência mostrasse resultados superiores. No caso do módulo de elasticidade, atribuímos esse fato ao maior consumo de cimento da mistura, reduzindo a quantidade de agregados miúdos e graúdos da mistura. No caso da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, a menor quantidade de agregados no concreto influencia o resultado de ultra-som, devido às propriedades de propagação dos próprios agregados, superiores às da matriz cimentícia.

5.3.4 Efeito do Resfriamento

O tipo de resfriamento teve pouca influência nos valores médios dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, embora possa ser observada uma tendência de os concretos resfriados lentamente apresentarem valores médios dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas inferiores aos corpos-de-prova que sofreram resfriamento brusco (figura 5.21). Este comportamento, contrário ao observado para os valores de resistência à compressão, e semelhante ao observado para o módulo de elasticidade, deve-se do fato de que a umidade absorvida pelos corpos-de-prova resfriados bruscamente é um dos fatores que sabidamente influenciam a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas no material.

Foi realizado o pós-teste Tukey HSD, com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de resfriamento, dentro dos grupos de temperatura, sendo que o teste apontou diferença significativa entre os valores médios dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de resfriamento somente na temperatura de exposição de 600°C.

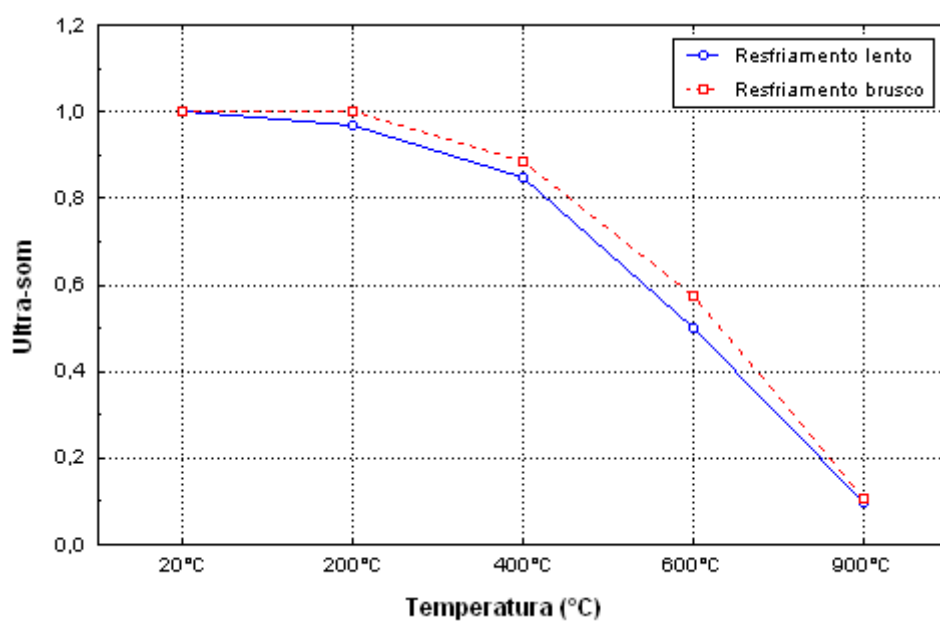


Figura 5.21: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de resfriamento

Os valores médios dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de resfriamento, separando os resultados por tipo de mistura (a/c), podem ser observado nos gráficos da figura 5.22.

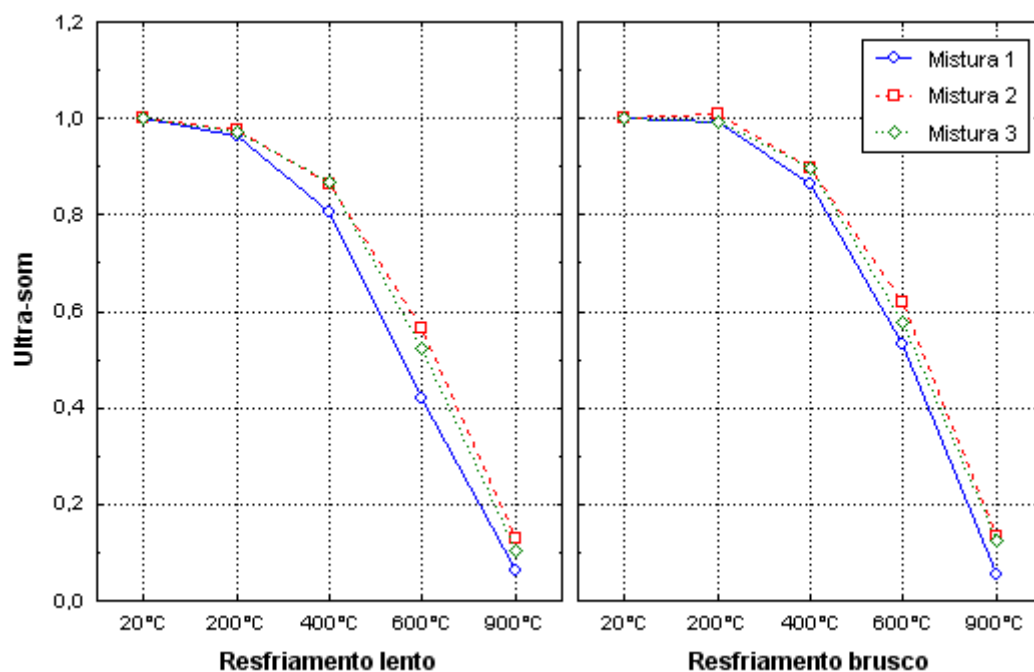


Figura 5.22: médias dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas por tipo de resfriamento e mistura (a/c)

5.4 PREVISÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A PARTIR DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

O ensaio para determinação do módulo de elasticidade é relativamente mais complicado e mais demorado para ser realizado do que o ensaio para determinação da resistência à compressão. Assim sendo, seria interessante, do ponto de vista de tempo e custo, quando da avaliação de uma estrutura deteriorada pelo fogo, poder-se estimar o módulo de elasticidade da estrutura a partir dos dados obtidos dos ensaios de resistência à compressão da mesma.

Para avaliar se é possível estimar o módulo de elasticidade dos concretos ensaiados neste trabalho a partir dos valores encontrados para sua resistência à compressão, foram modeladas curvas de ajuste para os dados. A tabela 5.9 mostra o ajuste realizado por três diferentes modelos. O valor do coeficiente de correlação (r), que mede o grau de ajuste dos dados em relação ao tipo de equação admitida para o ajuste, apresentou melhor resultado para a curva de ajuste do tipo “potência” ($r=0,915$). O coeficiente de determinação (r^2) para esse mesmo modelo indica que cerca de 84% da variação dos dados pode ser explicada pelo modelo.

Tabela 5.9: curvas para previsão do módulo de elasticidade a partir da resistência à compressão

Variável dependente	Método de ajuste	R	R ²	Graus de Liberdade	F	Significância	b0	b1
Módulo de elasticidade	exponencial	0,841	0,708	178	431,73	0,000	0,4570	0,1353
Módulo de elasticidade	curva S	0,878	0,771	178	599,77	0,000	3,3387	-15,761
Módulo de elasticidade	potência	0,915	0,837	178	910,60	0,000	0,0274	1,9873

Variável independente: resistência à compressão

O valor do coeficiente de correlação para a curva de ajuste do tipo “potência” ($r=0,915$) indica que o modelo de previsão do módulo de elasticidade a partir da resistência à compressão apresenta forte correlação, fornecendo estimativas muito boas para o módulo de elasticidade, sendo portanto, viável a utilização do modelo para previsão do comportamento do módulo de elasticidade dos concretos utilizados neste trabalho. Esta razoável correlação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade fornece uma noção do nível de correlação existente entre estas variáveis.

A figura 5.23 mostra graficamente os dados da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, e a curva do tipo potência, que resultou no melhor ajuste dos dados.

Embora haja uma boa correlação entre as variáveis, observa-se uma grande dispersão de dados no gráfico, o que pode ser atribuído à forma diferenciada em que as variáveis independentes deste estudo interferem na resistência à compressão e no módulo de elasticidade. Devido a esta dispersão, o modelo fornece, por exemplo, para um valor de resistência à compressão da ordem de 18MPa, valores de módulo de elasticidade que variam de 5MPa a 30MPa, faixa de variação muito grande quando se quer avaliar uma estrutura, fazendo que o modelo não apresente bons resultados, especialmente para os valores de resistência à compressão intermediários, fornecendo melhores estimativas de módulo de elasticidade nas faixas de resistência inferiores à 10MPa e superiores a 30MPa.

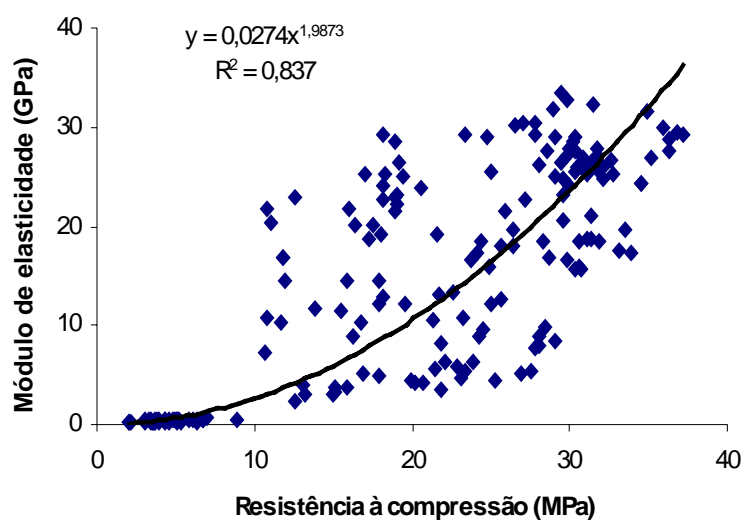
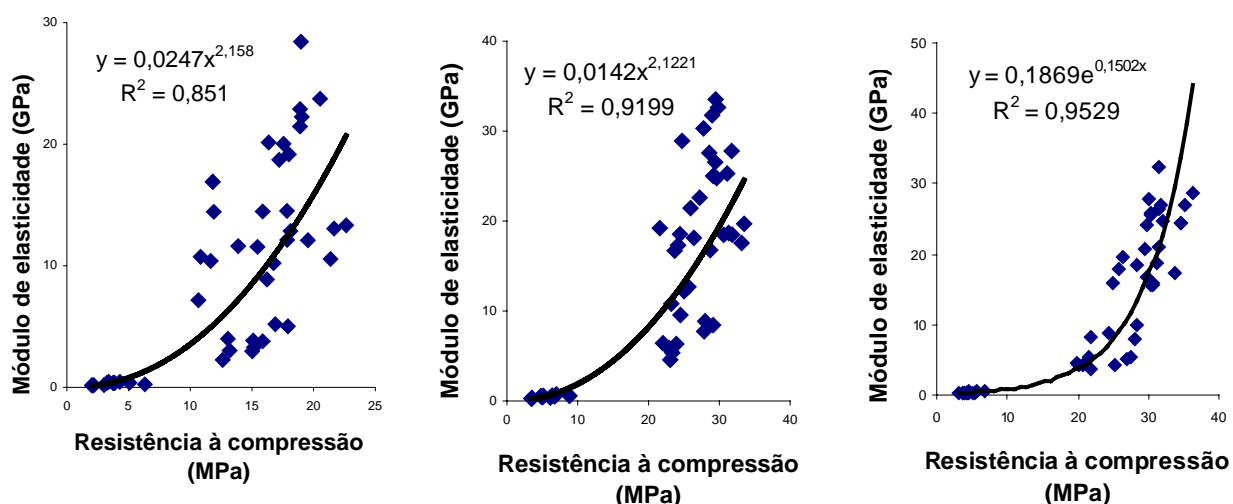


Figura 5.23: curva de ajuste para os dados de resistência à compressão e módulo de elasticidade

Quando separamos os dados por tipo de mistura (a/c), observamos uma melhora nos coeficientes de determinação dos modelos, ainda que haja uma diminuição no número de observações em cada modelo (figura 5.24).



a) concreto confeccionado com a mistura 1

b) concreto confeccionado com a mistura 2

c) concreto confeccionado com a mistura 3

Figura 5.24: curvas de ajuste para os dados de resistência à compressão e módulo de elasticidade por tipo de mistura

5.5 PREVISÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO A PARTIR DO ULTRA-SOM

O ensaio que determina a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas é um ensaio não destrutivo, de fácil execução. Em relação ao ensaio de resistência à compressão, que exige a extração de corpos-de-prova da estrutura deteriorada, podendo piorar ainda mais seu estado, o ensaio de propagação de ondas ultra-sônicas é de mais rápida execução e de custo bastante inferior, vantagens que, quando da avaliação de uma estrutura deteriorada pelo fogo, pode ser de grande valia, ainda mais se fosse possível estimar a resistência à compressão da estrutura a partir dos dados obtidos nos ensaios de propagação de ondas ultra-sônicas.

Foi avaliada a possibilidade de estimar a resistência à compressão dos concretos ensaiados neste trabalho a partir dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, utilizando modelos de ajuste para os dados. A tabela 5.10 mostra o ajuste realizado por três diferentes métodos. O valor do coeficiente de correlação (r) apresentou melhor resultado para a curva de ajuste do tipo “potência” ($r=0,90$). O coeficiente de determinação (r^2) para esse mesmo modelo indica que 82% da variação dos dados é explicada pelo modelo.

Tabela 5.10: curvas para previsão da resistência à compressão a partir do ensaio de ultra-som

Variável dependente	Método de ajuste	R	R ²	Graus de Liberdade	F	Significância	b0	b1	b2	b3
Resistência à compressão	cúbico	0,8519	0,726	236	208,09	0,000	1,8950	25,4626	36,6747	-38,485
Resistência à compressão	exponencial	0,8619	0,743	238	687,62	0,000	4,3697	1,9910		
Resistência à compressão	potência	0,9043	0,818	238	1068,38	0,000	26,482	0,6736		

Variável independente: Ultra-som

O valor do coeficiente de correlação para a curva de ajuste do tipo “potência” ($r=0,904$) indica que o modelo de previsão da resistência à compressão a partir dos fatores de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas apresenta razoável correlação, fornecendo boas estimativas da resistência à compressão, sendo, portanto, viável a utilização do modelo para previsão aproximada do comportamento da resistência à compressão dos concretos utilizados neste trabalho.

A figura 5.25 mostra graficamente os dados da propagação de ondas ultra-sônicas e da resistência à compressão, e a curva de ajuste dos dados do tipo potência.

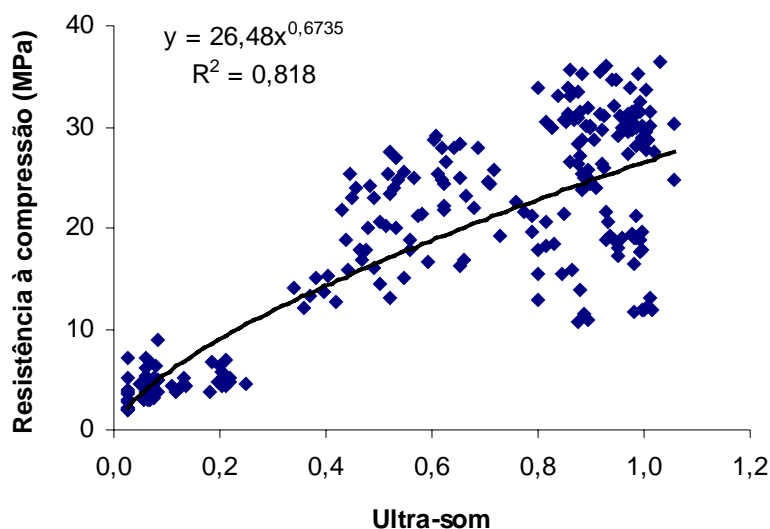


Figura 5.25: curva de ajuste para os dados do ensaio de ultra-som e resistência à compressão

Embora haja uma boa correlação entre as variáveis, assim como ocorreu com o modelo de previsão do módulo de elasticidade a partir da resistência à compressão, observa-se uma

dispersão de dados no gráfico, o que pode ser atribuído à forma diferenciada em que as variáveis independentes deste estudo interferem na resistência à compressão e na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas. Observando o gráfico, pode-se perceber três agrupamentos de dados, sendo que o grupo com as maiores velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas, que corresponde às menores temperaturas de exposição, mostram a maior variabilidade. Já o grupo com as menores velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas, que correspondem às maiores temperaturas de exposição, mostram a menor dispersão. Essa maior variabilidade no grupo de dados correspondentes às menores temperaturas de exposição indica que as variáveis de controle (mistura, agregado e resfriamento) têm maior influência em temperaturas mais baixas, fazendo com que o modelo forneça melhores previsões para os concretos expostos às temperaturas mais altas.

Quando separamos os dados por tipo de mistura (a/c), observamos uma melhora nos coeficientes de determinação dos modelos correspondente às misturas 1 e 3 (figura 5.26).

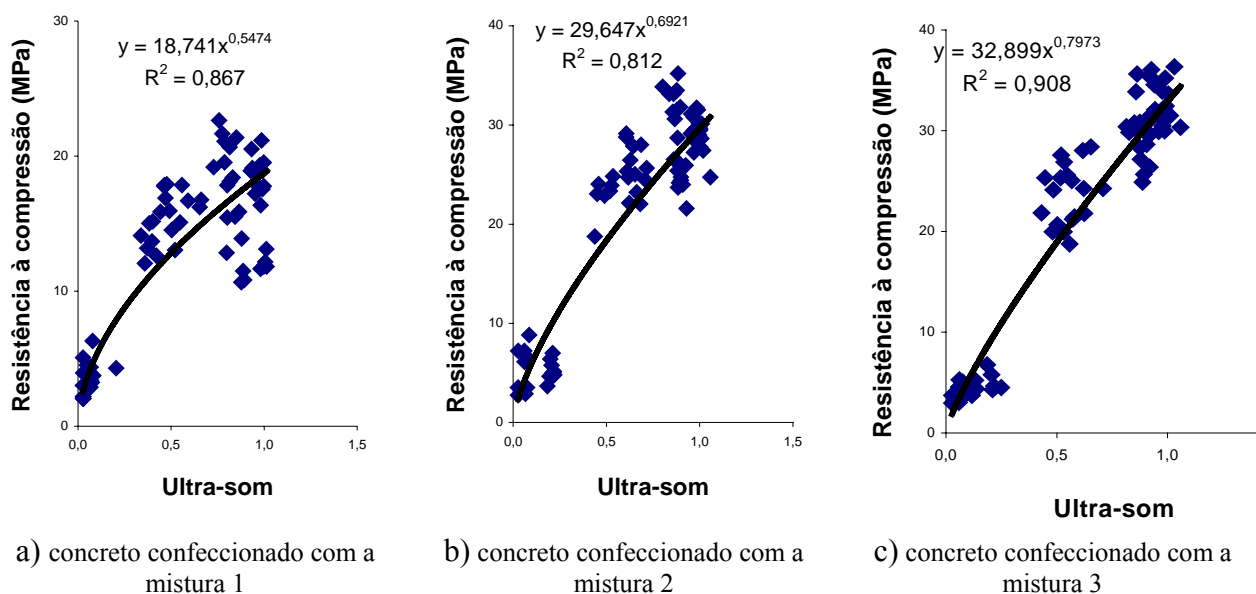


Figura 5.26: curvas de ajuste para os dados do ensaio de ultra-som e resistência à compressão por tipo de mistura

5.6 PREVISÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A PARTIR DO ULTRA-SOM

Como já dito anteriormente, o ensaio que determina a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, além de ser um ensaio não destrutivo, é de fácil execução e de baixo custo, se comparado a ensaios destrutivos como os usados para determinação de resistência à compressão e módulo de elasticidade. De forma similar ao proposto no item anterior, onde se buscou realizar uma previsão da resistência à compressão a partir dos resultados do ensaio de propagação de ondas ultra-sônicas, neste item foi avaliada a possibilidade de estimar o módulo de elasticidade a partir dos resultados do ensaio de propagação de ondas ultra-sônicas.

Para avaliar a possibilidade de estimar o módulo de elasticidade dos concretos ensaiados neste trabalho a partir dos valores do fator de redução da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, foram modeladas curvas de ajuste para os dados. A tabela 5.11 mostra o ajuste realizado por três diferentes modelos, os quais apresentaram os mesmos resultados. O valor do coeficiente de correlação (r) encontrado para os três métodos de ajuste foi de 0,98 e o coeficiente de determinação (r^2) foi de 0,95, indicando que apenas 5% da variação dos dados não é explicada pelo modelo. Estes resultados indicam que os modelos propostos para estimar o módulo de elasticidade a partir dos resultados de propagação de ondas ultra-sônicas demonstram fortíssima correlação, fornecendo valores de módulo de elasticidade bastante confiáveis, sendo, portanto, viável a utilização do modelo para previsão do comportamento do módulo de elasticidade para os concretos utilizados neste trabalho. O maior nível de correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, em relação à resistência à compressão, indica que o ultra-som estima de forma mais confiável os valores de módulo de elasticidade do que os valores de resistência à compressão, indicando que esse ensaio é mais sensível à micro-fissuração do concreto, assim como o de módulo de elasticidade.

Tabela 5.11: curvas para previsão do módulo de elasticidade a partir do ensaio de ultra-som

Variável dependente	Método de ajuste	R	R ²	Graus de Liberdade	F	Significância	b0	b1
Módulo de elasticidade	crescimento	0,976	0,952	142	2836,97	0,000	-1,2772	4,7058
Módulo de elasticidade	exponencial	0,976	0,952	142	2839,97	0,000	0,2855	4,7058
Módulo de elasticidade	logístico	0,976	0,952	142	2839,97	0,000	3,5023	0,0090

Variável independente: Ultra-som

A figura 5.27 mostra graficamente os dados da propagação de ondas ultra-sônicas e do módulo de elasticidade, e a curva de ajuste dos dados do tipo exponencial.

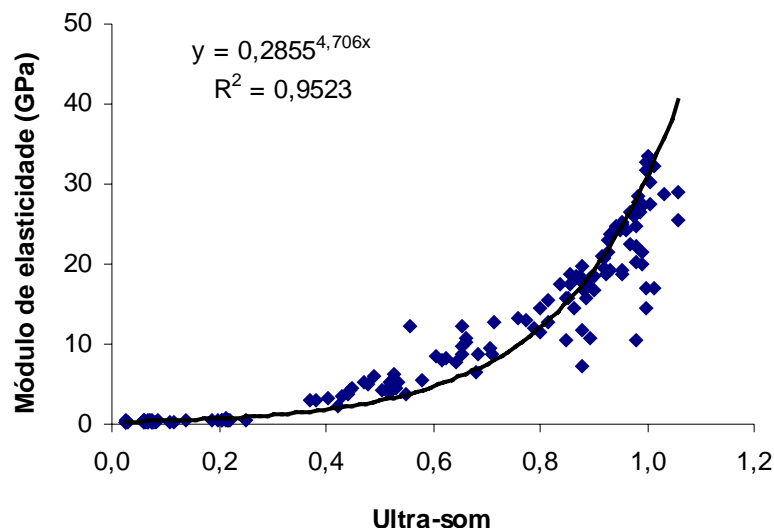


Figura 5.27: curvas de ajuste para os dados do ensaio de ultra-som e módulo de elasticidade

5.7 ANÁLISE COLORIMÉTRICA

Como já dito anteriormente, o sistema colorimétrico $L^*a^*b^*$ consiste num sistema de coordenadas tridimensionais cuja finalidade é quantificar a cor da amostra. É obtido a partir da informação do espectro de refletância, medido por um espectrofotômetro.

A partir desse sistema é possível analisar diferenças de cor entre duas amostras, utilizando-se a colorimetria diferencial (ΔE^*). A colorimetria diferencial tem como objetivo dar uma representação quantitativa da diferença de cor percebida entre um par de amostras, ferramenta muito utilizada na indústria para o controle de tolerância de um produto (VARELA, 2002, p. 156).

A diferença colorimétrica (ΔE^*) de um espécime em relação a uma amostra padrão, é calculada através da seguinte expressão, extraída da norma alemã DIN 6174 (DIN, 1997):

$$\Delta E^* = \sqrt{(\Delta L^*)^2 + (\Delta a^*)^2 + (\Delta b^*)^2} \quad (\text{equação 3})$$

$$\Delta L^* = (L^*_{\text{amostra}} - L^*_{\text{padrão}})$$

$$\Delta a^* = (a^*_{\text{amostra}} - a^*_{\text{padrão}})$$

$$\Delta b^* = (b^*_{\text{amostra}} - b^*_{\text{padrão}})$$

onde: L^* representa variação do preto (0) ao branco(100)

a^* representa variação do vermelho (+) ao verde (-)

b^* representa a variação do amarelo (+) ao azul (-)

A diferença de cor (ΔE) quantifica matematicamente a variação de cor, dentro do sistema $L^*a^*b^*$, entre diferentes corpos-de-prova ou de um mesmo espécime em diferentes situações (SARAC, 2006, p. 123).

Através da colorimetria diferencial é possível verificar os níveis de percepção do ser humano para diferenças colorimétricas, conforme a tabela 5.12, extraída da norma alemã DIN 6174. De uma maneira geral, aceita-se que o olho humano não tem capacidade para perceber diferenças colorimétricas menores do que 1 (SARAC, 2006, p. 123).

Tabela 5.12: níveis de percepção das diferenças colorimétricas

Diferenças (ΔE)	Classificação
< 0,2	imperceptível
0,2 a 0,5	muito pequena
0,5 a 1,5	pequena
1,5 a 3,0	distinguível
3,0 a 6,0	facilmente distinguível
6,0 a 12,0	grande
> 12,0	muito grande

(fonte: DIN 6174, 1997)

As diferenças colorimétricas obtidas através da colorimetria diferencial para os corpos-de-prova expostos aos patamares de temperatura adotados neste trabalho estão expostas na tabela 5.13. Os valores padrão utilizados para o cálculo das diferenças colorimétricas referem-se aos

corpos-de-prova que não foram expostos à temperatura, para cada uma das variáveis controláveis.

Tabela 5.13: diferenças colorimétricas obtidas através da colorimetria diferencial

		Diferenças (ΔE)			
		Temperatura ($^{\circ}C$)	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3
Resfriamento lento	basalto	200	1,57	0,21	4,64
		400	0,63	0,85	3,13
		600	7,43	5,42	9,29
		900	16,74	16,18	18,91
	granito	200	3,15	2,90	1,31
		400	3,56	1,44	0,59
		600	7,18	5,38	3,41
		900	12,18	16,16	14,89
Resfriamento busco	basalto	200	2,73	2,37	1,02
		400	3,27	6,21	0,77
		600	2,62	6,25	1,24
		900	14,98	15,19	19,96
	granito	200	3,84	2,02	3,18
		400	4,43	4,48	4,30
		600	6,17	6,58	8,28
		900	16,31	18,00	17,17

Os resultados obtidos foram analisados estatisticamente para avaliação da significância dos mesmos em relação aos grupos de temperatura adotados neste trabalho.

A influência das variáveis independentes adotadas neste trabalho (temperatura, mistura (relação a/c), tipo de agregado graúdo e tipo de resfriamento) nas diferenças colorimétricas, foi avaliada através de análise de variância múltipla (MANOVA), conforme pode ser observado na tabela 5.14. A influência das variáveis independentes foi analisada em duas tabelas em separado, pois a soma dos graus de liberdade de todas as variáveis independentes (59) se igualou ao número de observações menos 1 ($60-1=59$), fazendo com que o grau de liberdade do erro fosse zero, impossibilitando a análise. Desta forma, foram analisadas três variáveis independentes por vez.

Tabela 5.14: análise de variância múltipla da influência das variáveis independentes nas diferenças colorimétricas

Fator	Graus de Liberdade do fator	Média quadrada do fator	Graus de Liberdade do erro	Média quadrada do erro	F	Valor-p	Significância
1	4	497,0853	30	3,908667	127,1751	0,0000	Significativo
2	2	0,3518	30	3,908667	0,9142	0,0900	Não significativo
3	1	0,4682	30	3,908667	0,1198	0,7317	Não significativo
12	8	2,2751	30	3,908667	0,5821	0,7844	Não significativo
13	4	2,0819	30	3,908667	0,5326	0,7127	Não significativo
23	2	2,2467	30	3,908667	0,5748	0,5689	Não significativo
123	8	1,7764	30	3,908667	0,4545	0,8778	Não significativo

Fator	Graus de Liberdade do fator	Média quadrada do fator	Graus de Liberdade do erro	Média quadrada do erro	F	Valor-p	Significância
1	4	497,0853	30	3,5057	141,7944	0,0000	Significativo
2	2	0,3518	30	3,5057	0,1003	0,9048	Não significativo
4	1	3,3701	30	3,5057	0,9613	0,3347	Não significativo
12	8	2,2751	30	3,5057	0,6490	0,7307	Não significativo
14	4	4,7661	30	3,5057	1,3595	0,2713	Não significativo
24	2	2,3515	30	3,5057	0,6708	0,5188	Não significativo
124	8	1,5565	30	3,5057	0,4440	0,8847	Não significativo

1-Temperatura; 2-Relação a/c; 3-Agregado; 4-Resfriamento

Teste F= média quadrada do fator/média quadrada do erro;

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student.

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05

A única variável independente que mostrou influência significativa nas diferenças colorimétricas foi a temperatura de exposição. Nenhuma das interações entre as variáveis independentes mostrou influência significativa nas diferenças colorimétricas.

5.7.1 Efeito da Temperatura

Com relação às temperaturas de exposição, os resultados obtidos demonstram que houve crescimento nas diferenças colorimétricas com o aumento da temperatura, o que significa que quanto maiores foram as temperaturas de exposição, maiores foram as mudanças de cor observadas nos corpos-de-prova ensaiados (figura 5.23).

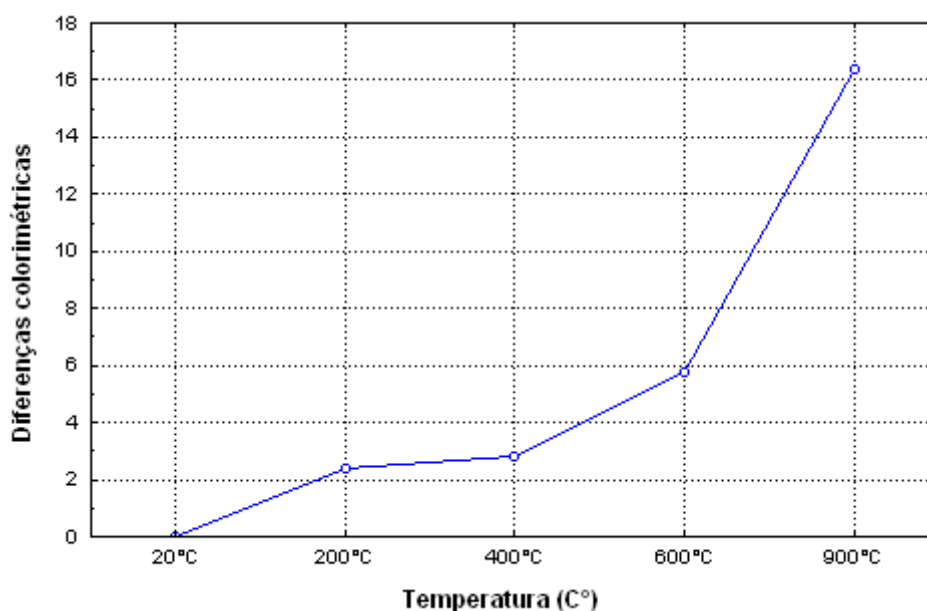


Figura 5.28: médias das diferenças colorimétricas (ΔE)

As diferenças colorimétricas foram analisadas estatisticamente para avaliação da significância dos resultados obtidos (oneway ANOVA), com objetivo de identificar se as variáveis de resposta, no caso as diferenças colorimétricas, diferem entre si em cada grupo de temperatura de exposição, conforme pode ser observado na tabela 5.15. A análise de variância apontou diferença significativa para os grupos de temperatura ($F(4, 55)=167,047$, $p<0,001$), indicando que há, pelo menos, um grupo de temperatura com diferenças colorimétricas significativamente diferente dos demais grupos.

Também foi realizado o pós-teste Tukey HSD, com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias das diferenças colorimétricas entre os grupos de temperatura. (figura 5.29).

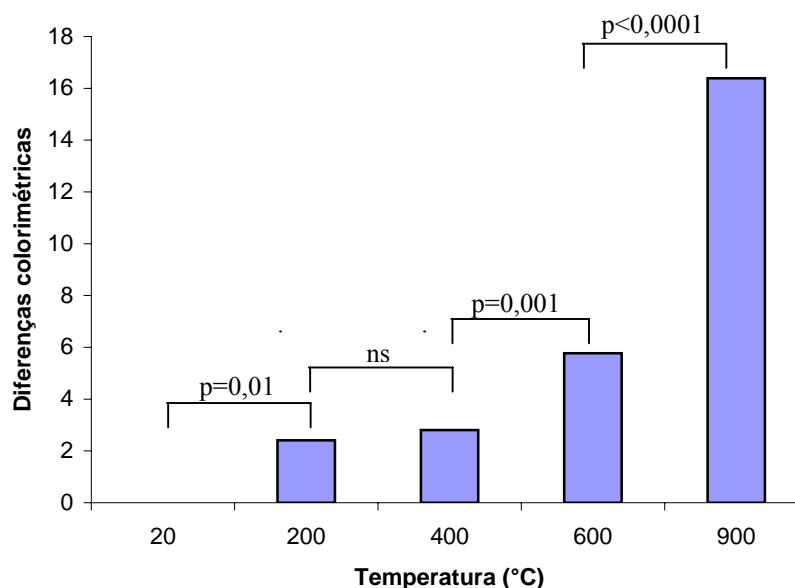
Tabela 5.15: análise da variância das diferenças colorimétricas

	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Média quadrada	F	Valor-p	Significância
Entre grupos	1988,341	4	497,085	167,047	0,000	Significativo
Dentre grupos	163,665	55	2,976			
Total	2152,006	59				

Teste F= média quadrada entre grupos / média quadrada dentre grupos

Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student

Significativo= Valor-p menor ou igual a 0,05



Valor-p= probabilidade, distribuição t de Student.
ns = não significativo ($\alpha=0,05$)

Figura 5.29: nível de significância das diferenças colorimétricas (ΔE) entre os grupos de temperatura

O pós-teste mostrou diferença significativa entre as diferenças colorimétricas da temperatura padrão de 20°C e a temperatura de exposição de 200°C ($p=0,01$). Embora estatisticamente significativa, o valor médio da diferença colorimétrica entre a temperatura padrão e a temperatura de 200°C é relativamente baixo ($\Delta E_{200^\circ\text{C}} = 2,41$), o que, na prática, conduz a níveis de percepção de cor de pequena a distinguível, conforme classificação da tabela 5.11.

Entre as temperaturas de 200°C e 400°C, não houve diferença significativa entre os valores médios de ΔE ($\Delta E_{200^\circ\text{C}} = 2,41$ e $\Delta E_{400^\circ\text{C}} = 2,81$). Como pode ser observado na tabela 5.12, as diferenças colorimétricas para essas temperaturas, em cada grupo de variáveis independentes, estão muito próximos aos valores contidos em uma mesma faixa de classificação na tabela 5.11, indicando que essas diferenças, na prática, levam a um nível semelhante de percepção da diferença de cor.

A temperatura de exposição de 600°C produziu valores de diferenças colorimétricas significativamente maiores do que a temperatura de 400°C ($\Delta E_{600^\circ\text{C}} = 5,77$; $p=0,001$). O valor médio das diferenças colorimétrica nessa temperatura é também proporcionalmente bastante maior do que as diferenças colorimétricas obtidas nas temperaturas de exposição inferiores,

considerando a classificação na tabela 5.11, enquadrando-se na classificação de facilmente distinguível.

Para a temperatura de exposição de 900°C ($\Delta E_{900^\circ\text{C}} = 16,29$), as diferenças colorimétricas obtidas, para todos os casos, foram bastante diferenciadas em relação às temperaturas de exposição menores, o que pode ser confirmado pela grande significância estatística obtida ($p < 0,0001$), estando as diferenças classificadas como muito grandes na classificação da tabela 5.11, demonstrando que, quanto maiores as temperaturas à que o concreto foi exposto, maiores foram as diferenças no nível de percepção da cor.

Estatisticamente as diferenças colorimétricas foram divididas em quatro grupos significativamente diferentes. O primeiro grupo foi formado pela temperatura padrão, o segundo grupo formado pelas temperaturas entre 200° e 400°C, o terceiro grupo formado pela temperatura de exposição de 600°C e o quarto grupo pela temperatura de 900°C. Já uma classificação por níveis de percepção da cor formaria três grupos distintos. O primeiro para as temperaturas até 400°C, o segundo para a temperatura de 600°C e o terceiro para a temperatura de 900°C.

Normalmente, na literatura, para temperaturas de exposição inferiores a 1000°C, também são encontradas divisões em três grupos de cores, quais sejam: até 300°C; de 300°C até 600°C e de 600°C a 900°C ou 1000°C (CÁNOVAS, 1988, p.181; GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004, p. 1; ZOLDNERS, 1960 apud NEVILLE, 1997, p.393).

5.7.2 Efeito da Mistura

Em relação à variável de controle mistura (relação a/c), as diferenças colorimétricas médias, em cada temperatura de exposição, não demonstraram comportamentos muito diferenciados, conforme pode ser observado no gráfico da figura 5.30. Foi realizado o pós-teste Tukey HSD, com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias das diferenças colorimétricas por mistura, dentro dos grupos de temperatura, sendo que não foram constatadas diferenças significativas, indicando que o tipo de mistura (a/c) não teve influência nas diferenças colorimétricas observadas.

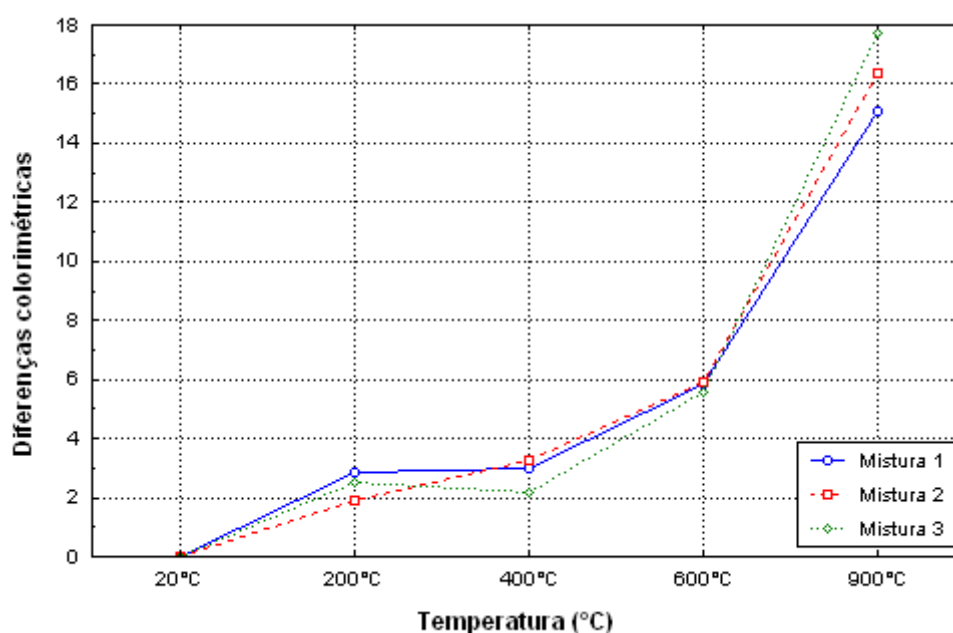


Figura 5.30: médias das diferenças colorimétricas (ΔE) por tipo de mistura (a/c)

5.7.3 Efeito do Agregado

As diferenças colorimétricas médias em cada temperatura de exposição, para a variável de controle agregado, foram bastante semelhantes (figura 5.31). Foi realizado o pós-teste Tukey HSD, com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias das diferenças colorimétricas por agregado, dentro dos grupos de temperatura, sendo que não foram constatadas diferenças significativas, indicando que o tipo de agregado graúdo utilizado na confecção dos concretos não influenciou as diferenças colorimétricas observadas em cada patamar de temperatura.

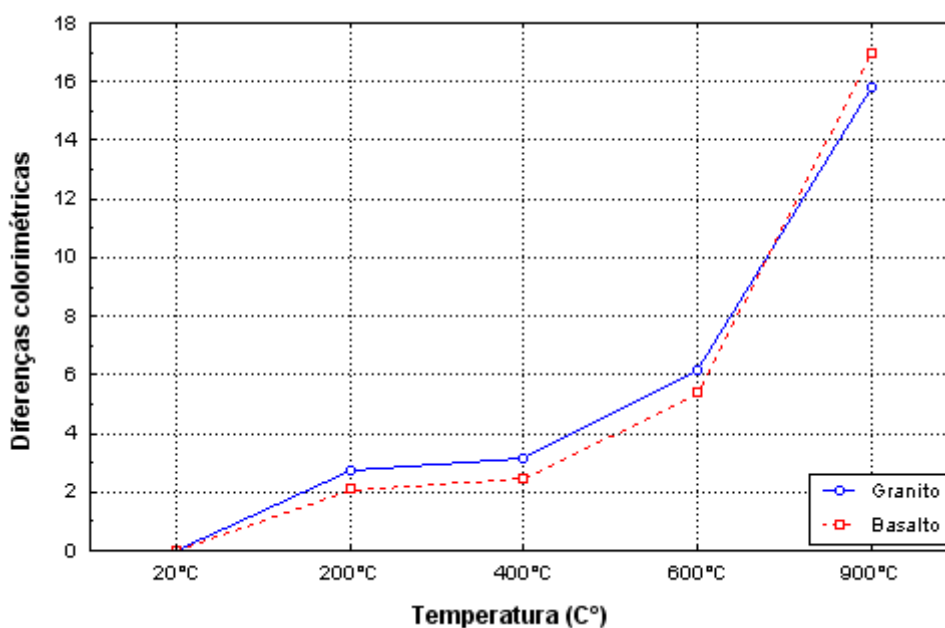


Figura 5.31: médias das diferenças colorimétricas (ΔE) por tipo de agregado graúdo

5.7.4 Efeito do Resfriamento

As diferenças colorimétricas médias em cada temperatura de exposição para a variável de controle resfriamento podem ser observadas na figura 5.32. Foi realizado o pós-teste Tukey HSD, com o objetivo de avaliar o nível de significância das médias das diferenças colorimétricas por tipo de resfriamento, dentro dos grupos de temperatura, sendo que não foram constatadas diferenças significativas, indicando que o tipo de resfriamento a que foram submetidos os corpos-de-prova não influenciou as diferenças colorimétricas observadas.

Resultado semelhante foi relatado por Bessey (1950, p. 17), que, em seus estudos sobre mudança de cor em concretos, relatou que não foram observadas diferenças significativas na cor dos mesmos de acordo com a velocidade de resfriamento, embora ele não tenha especificado de que forma foram realizados os resfriamentos.

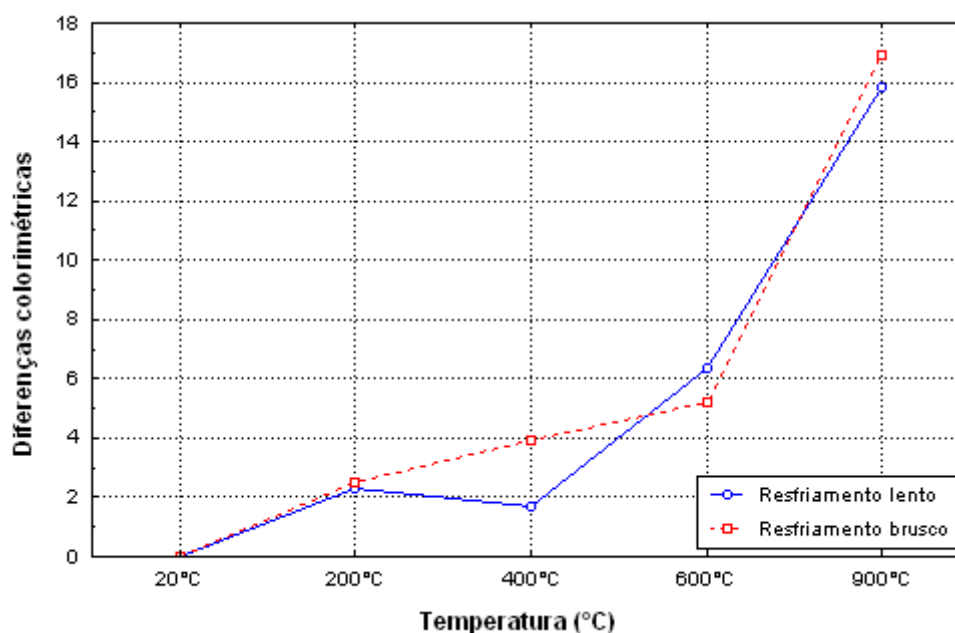


Figura 5.32: médias das diferenças colorimétricas (ΔE) por tipo de resfriamento

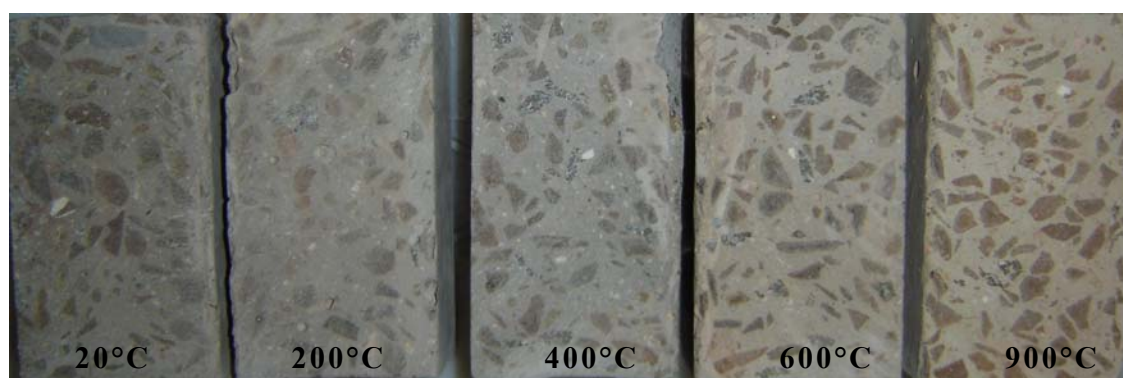
Na figura 5.32, observa-se que a média das diferenças colorimétricas para os corpos-de-prova resfriados lentamente, mostrou uma diminuição da diferença colorimétrica na temperatura de 400°C em relação à temperatura de 200°C, o que provavelmente possa ser atribuído a algum ruído experimental.

5.7.5 Análise Visual da Cor

Em uma análise visual dos concretos moldados, foi possível perceber diferenças de cor mais marcantes apenas nas temperaturas de 600°C e 900°C, sendo a sensação dessa última bastante acentuada. Percebeu-se um ténue e gradativo clareamento da cor cinza do concreto padrão até a temperatura de 400°C. Na temperatura de 600°C, observou-se um tom de amarelo incipiente e na temperatura de 900°C, a cor observada era efetivamente amarelada (figuras 5.33 e 5.34).



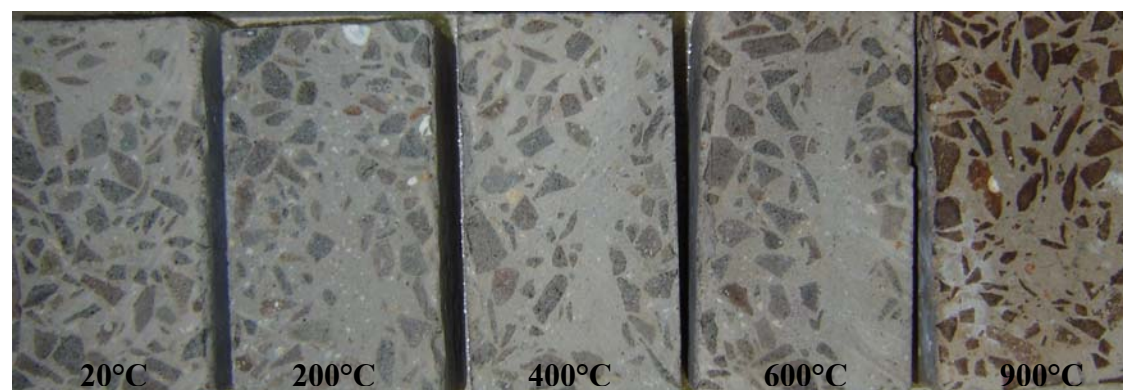
a) concreto confeccionado com basalto, resfriado lentamente



b) concreto confeccionado com basalto, resfriado lentamente – face submetida à corte

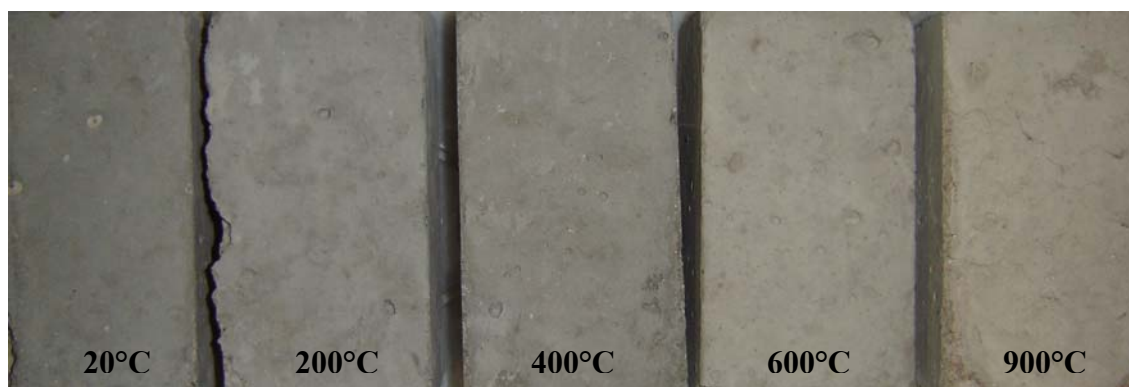


c) concreto confeccionado com basalto, resfriado bruscamente

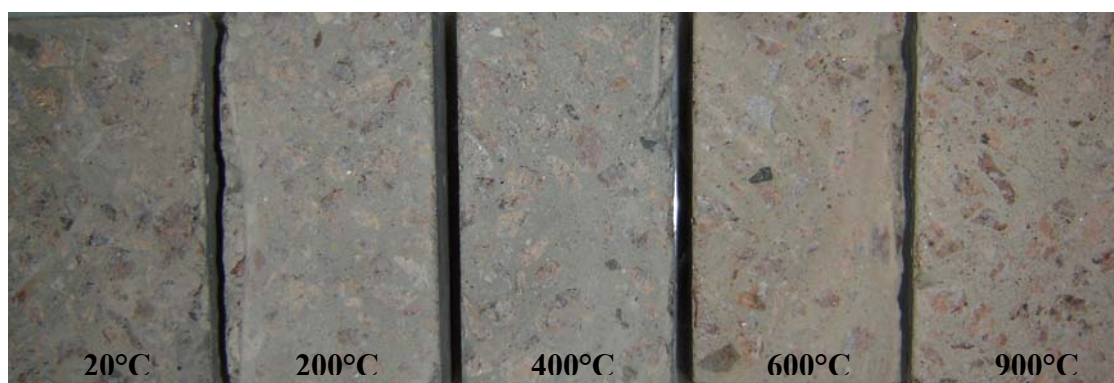


d) concreto confeccionado com basalto, resfriado bruscamente – face submetida à corte

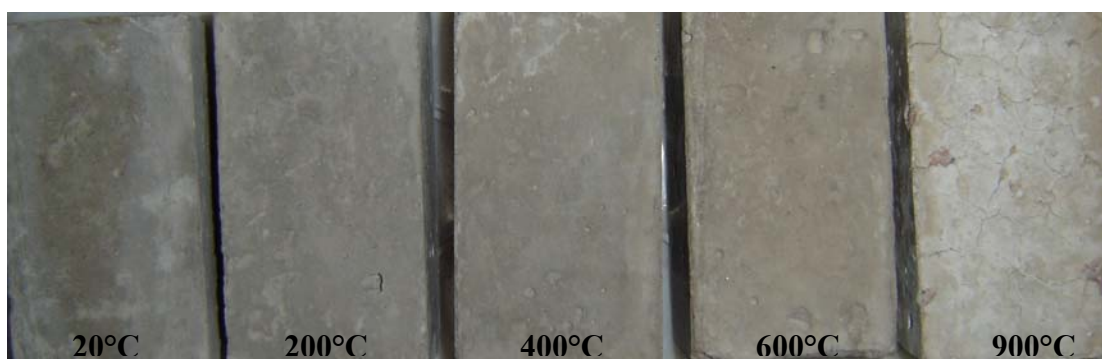
Figura 5.33: comparação visual da mudança de cor do concreto confeccionado com basalto



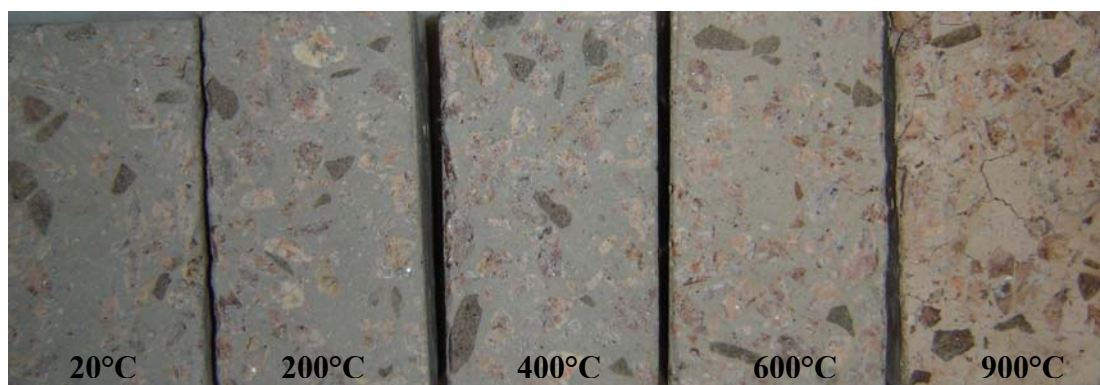
a) concreto confeccionado com granito, resfriado lentamente



b) concreto confeccionado com granito, resfriado lentamente – face submetida à corte



c) concreto confeccionado com granito, resfriado bruscamente



d) concreto confeccionado com granito, resfriado bruscamente – face submetida à corte

Figura 5.34: comparação visual da mudança de cor do concreto confeccionado com granito

Visualmente não foram percebidas diferenças na cor com relação à mistura (a/c) e tipo de agregado graúdo utilizados na confecção dos concretos.

Embora não se tenha observado a cor rosada/avermelhada que muitos autores associam às temperaturas entre 300°C e 600°C, a cor amarelada visualizada na temperatura de 900°C já havia sido referenciada, em temperaturas em torno de 950°C, por diversos autores (CÁNOVAS, 1988, p.181; GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2004, p. 1; ZOLDNERS, 1960 apud NEVILLE, 1997, p.393; BESSEY, 1950, p. 17). Nos estudos conduzidos por Riley (1991, p. 91), utilizando corpos-de-prova extraídos de estruturas reais, apenas foi observada uma mudança de cor para bege-amarelada em temperaturas superiores a 500°C. Segundo Cánovas (1988, p. 181), a cor amarelada seria consequência do início da sinterização do concreto.

Observou-se, nos concretos expostos à temperatura de 900°C e submetidos a resfriamento brusco, a presença de manchas esbranquiçadas na superfície do concreto (figuras 5.33.c e 5.34.c), as quais são associadas a uma rehidratação do óxido de cálcio gerado pelos processos de desidratação do hidróxido de cálcio ocorridas nas temperaturas próximas a 550°C, situação já referida por Yüser, Aköz e Öztürk (2004, p. 1), quando da extinção de fogo com água.

Avaliou-se também a mudança de cor dos agregados utilizados neste trabalho, isoladamente, nas mesmas temperaturas a que foram expostos os concretos (figuras 5.35). Segundo Bessey (1950, p. 10), os agregados de origem ígnea, como o granito e o basalto, geralmente não mostram mudança de cor quando aquecidos. Porém, no presente trabalho, foram constatadas visíveis modificações nas cores dos agregados graúdos utilizados. O granito sofreu um gradativo clareamento de seu tom natural rosado, mostrando, na temperatura de 900°C, uma cor rosada bem mais intensa (figura 5.35.a). O basalto apresentou mudança de cor perceptível nas temperaturas de 600°C e 900°C (figura 5.35.b). Observou-se uma tonalidade avermelhada incipiente na temperatura de 600°C, que se intensificou na temperatura de 900°C.

A areia utilizada na confecção dos concretos apresentou mudança de cor, perceptível a partir de 400°C, onde houve um escurecimento de sua cor natural, e notadamente a partir da temperatura de 600°C, onde a mesma, de uma cor amarelo-alaranjada, começou a apresentar uma cor avermelhada. Na temperatura de 900°C, a areia apresentou uma coloração avermelhada bastante intensa, conforme pode ser observado na figura 5.35.c. A mudança de cor observada na areia exposta à temperatura de 900°C normalmente é atribuída na literatura a temperaturas inferiores, entre 250°C e 300°C (BESSEY, 1950, p.6).

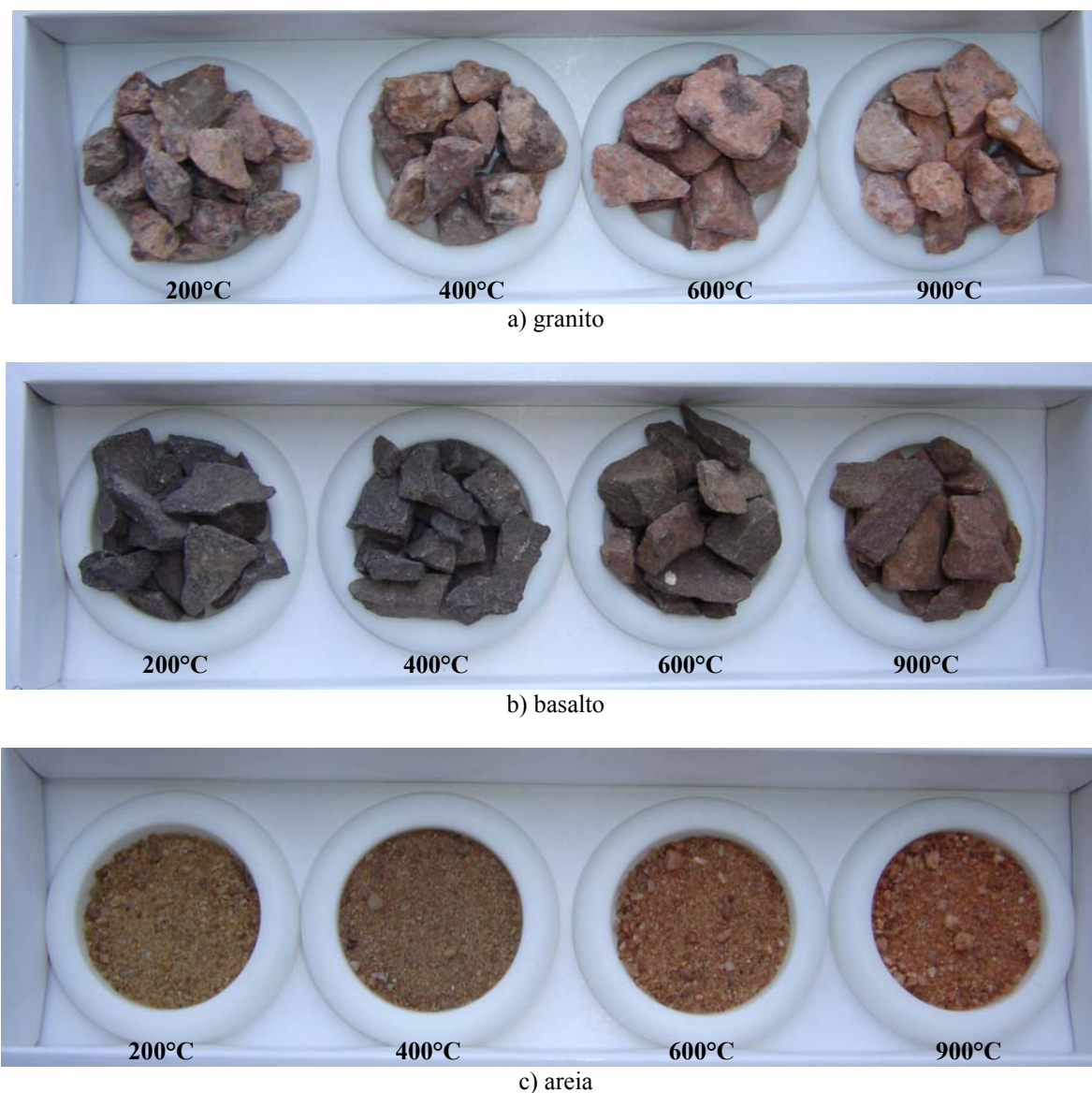


Figura 5.35: comparação visual da mudança de cor dos agregados

5.8 PREVISÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO A PARTIR DAS DIFERENÇAS COLORIMÉTRICAS

Um dos objetivos do presente trabalho é verificar a possibilidade de estabelecer correlações entre as mudanças de cor e a temperatura a que o concreto foi exposto e, com a informação da temperatura, avaliar o nível de degradação do concreto. Um dos ensaios realizados a fim de medir o nível de degradação do concreto no presente trabalho foi o ensaio de resistência à compressão. Desta forma, com objetivo de avaliar o potencial de utilizar a mudança de cor

como ferramenta para estimar a perda de resistência com o aumento da temperatura de exposição, foram modeladas curvas de ajuste para os dados. A tabela 5.16 mostra o ajuste realizado por três diferentes modelos, os quais apresentaram os mesmos resultados. O valor do coeficiente de correlação (r) encontrado, para os três modelos de ajuste, foi de 0,85. O coeficiente de determinação (r^2) foi de 0,72, indicando que 72% da variação dos dados pode ser explicada pelo modelo. Este resultado indica que os modelos propostos para estimar a resistência à compressão a partir dos resultados das diferenças colorimétricas apresentam uma boa correlação, sendo portanto, viável a utilização do modelo para uma previsão aproximada do comportamento da resistência à compressão para os concretos utilizados neste trabalho. A correlação encontrada entre a resistência à compressão e as diferenças colorimétricas indica que essas variáveis variam de forma semelhante com o aumento da temperatura.

Tabela 5.16: curvas para previsão da resistência à compressão a partir das diferenças colorimétricas

Variável dependente	Método de ajuste	R	R ²	Graus de Liberdade	F	Significância	b0	b1
Resistência à compressão	crescimento	0,846	0,721	58	149,56	0,000	3,3942	-0,1052
Resistência à compressão	exponencial	0,846	0,721	58	149,56	0,000	29,7911	-0,1052
Resistência à compressão	logístico	0,846	0,721	58	149,56	0,000	0,0336	1,1109

Variável independente: Diferenças colorimétricas

A figura 5.36 mostra graficamente os dados das diferenças colorimétricas e da resistência à compressão, e a curva de ajuste dos dados do tipo exponencial.

Embora haja uma boa correlação entre as variáveis, observa-se uma dispersão de dados no gráfico, especialmente para as menores diferenças colorimétricas. Devido a esta dispersão, o modelo fornece, por exemplo, para um valor de diferença colorimétrica da ordem de 5, valores de resistência à compressão que variam de 10MPa a 30MPa, faixa de variação muito grande para que seja possível estimar a resistência residual de uma estrutura satisfatoriamente, devendo-se portanto, avaliar com cuidado os resultados obtidos através do modelo, especialmente para os valores de diferenças colorimétricas mais baixas.

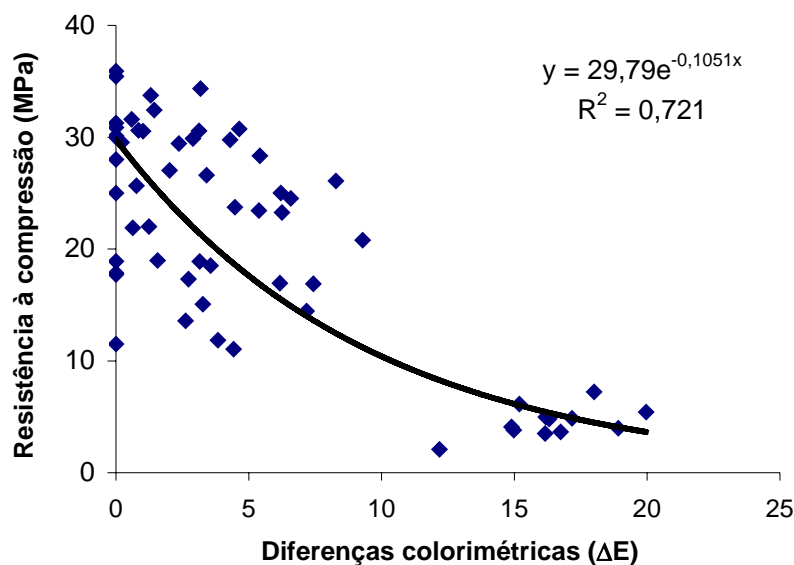


Figura 5.36: curva de ajuste para os dados das diferenças colorimétricas e resistência à compressão

5.9 PREVISÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A PARTIR DAS DIFERENÇAS COLORIMÉTRICAS

Com o objetivo de avaliar o potencial de utilização da mudança de cor como ferramenta para estimar a perda de módulo de elasticidade com o aumento da temperatura de exposição, foram modeladas curvas de ajuste para os dados de ambas as variáveis. A tabela 5.17 mostra o ajuste realizado por três diferentes curvas, sendo que os resultados foram idênticos para os três tipos de ajuste. O valor do coeficiente de correlação (r) encontrado para os três métodos de ajuste, foi de 0,93, indicando que há um nível de ajuste dos dados à curva admitida para o ajuste de 93%. O coeficiente de determinação (r^2) foi de 0,87. Este resultado indica que os modelos propostos para estimar o módulo de elasticidade a partir dos resultados das diferenças colorimétricas apresentam uma forte correlação, fornecendo valores de módulo de elasticidade bastante satisfatórios, sendo, portanto, viável a utilização do modelo para previsão do comportamento do módulo de elasticidade para os concretos utilizados neste trabalho. A correlação encontrada entre o módulo de elasticidade e as diferenças colorimétricas indica que essas variáveis possuem uma tendência de variação semelhante com o aumento da temperatura.

Tabela 5.17: curvas para previsão do módulo de elasticidade a partir das diferenças colorimétricas

Variável dependente	Método de ajuste	R	R ²	Graus de Liberdade	F	Significância	b0	b1
Módulo de elasticidade	crescimento	0,934	0,872	58	394,09	0,000	3,3855	-0,2521
Módulo de elasticidade	exponencial	0,934	0,872	58	394,09	0,000	29,5330	-0,2521
Módulo de elasticidade	logístico	0,934	0,872	58	394,09	0,000	0,0339	1,2867

Variável independente: Diferenças colorimétricas

A figura 5.37 mostra graficamente os dados das diferenças colorimétricas e do módulo de elasticidade, e a curva de ajuste dos dados do tipo potência.

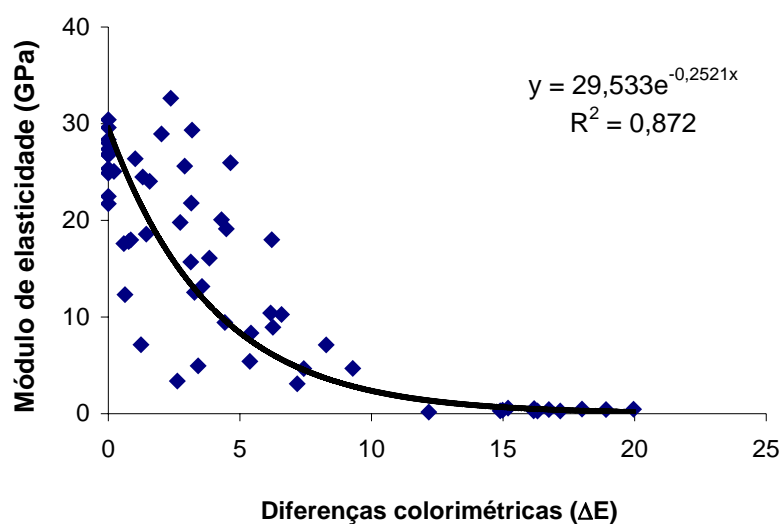


Figura 5.37: curva de ajuste para os dados das diferenças colorimétricas e módulo de elasticidade

5.10 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os fatores de redução obtidos com o aumento da temperatura de exposição da resistência à compressão, do módulo de elasticidade e da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas foram comparados com as diferenças colorimétricas, cujos valores foram parametrizados, isto é, o valor máximo das diferenças colorimétricas foi equiparado com o valor unitário, e os demais valores das diferenças, a valores proporcionais ao valor unitário (tabela 5.18).

Tabela 5.18: fatores de redução comparados às diferenças colorimétricas

Temperatura (°C)	Fator de redução para a resistência à compressão	Fator de redução para o módulo de elasticidade	Fator de redução para o ultra-som	Diferenças colorimétricas (ΔE)
20	1,00	1,00	1,00	0,00
200	0,99	0,94	0,98	0,15
400	0,95	0,60	0,87	0,17
600	0,80	0,25	0,54	0,35
900	0,17	0,015	0,10	1,00

Os fatores de redução apresentados na tabela 5.17, juntamente com os valores parametrizados das diferenças colorimétricas, podem ser observados no gráfico da figura 5.38.

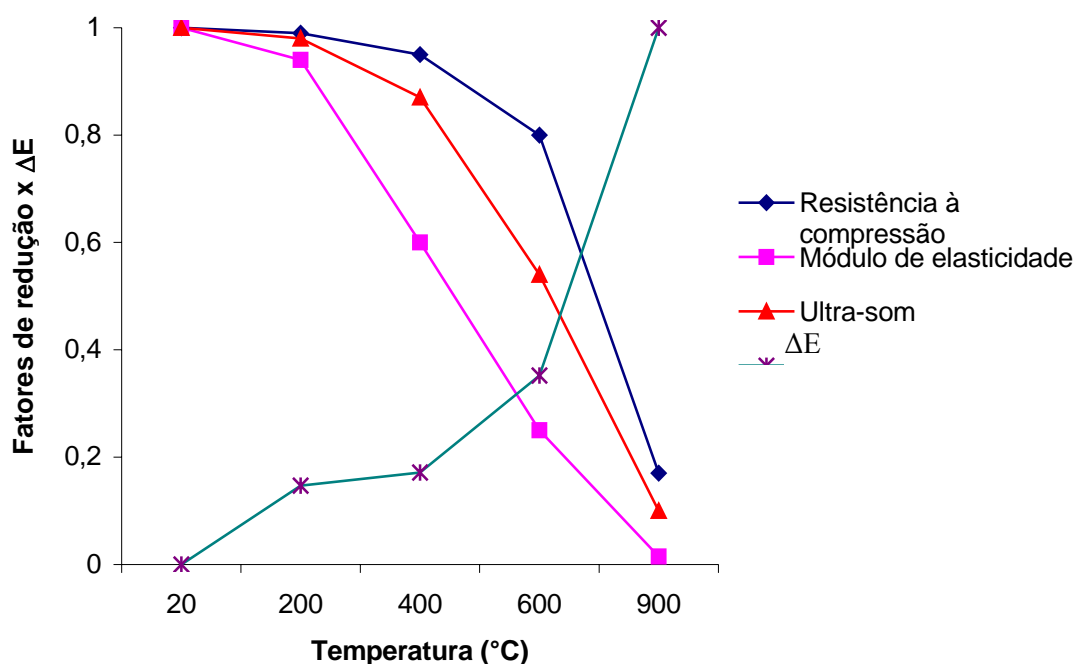


Figura 5.38: fatores de redução x diferenças colorimétricas

Observa-se uma mesma tendência de queda para resistência à compressão, módulo de elasticidade e velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, o que já havia sido confirmado pelos níveis de correlação destas variáveis nos modelos propostos. Observa-se que as diferenças colorimétricas apresentam um comportamento de crescimento com tendência proporcionalmente inversa aos resultados das outras variáveis, indicando também

uma tendência de correspondência entre os valores de diferença colorimétrica com as demais variáveis dependentes.

Os percentuais de queda dos fatores de redução das velocidades de propagação de ondas ultra-sônicas mostraram valores intermediários entre os fatores de redução da resistência à compressão e os fatores de redução do módulo de elasticidade, indicando que o ensaio de ultra-som é adequado para detectar micro-fissuração do concreto, sendo, para este fim, mais sensível do que o ensaio de resistência à compressão.

Resultado semelhante foi encontrado por Hasparyk (2005, p.227) em seus estudos sobre a reação expansiva álcali-agregado, que provoca micro-fissuração no concreto. Neste estudo o módulo de elasticidade e a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas se mostraram mais sensíveis do que a resistência à compressão aos efeitos da micro-fissuração causada pela reação álcali-agregado. Quanto às expansões, à medida que as mesmas aumentam, a velocidade de ultra-som cai, confirmando a sensibilidade da técnica e a possibilidade de acompanhamento das alterações intrínsecas, principalmente da incidência de micro-fissuração, em concretos submetidos à condições deletérias.

5.11 COMENTÁRIO SOBRE OS FATORES DE REDUÇÃO ADOTADOS PELA NORMA NBR 15200

A norma brasileira *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* (ABNT, 2004) apresenta valores comparativos de resistência e módulo de elasticidade para concretos preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários, quando submetidos à compressão axial a elevadas temperaturas.

As normas brasileiras referentes a estruturas de concreto em situações de incêndio apresentam valores baseados nas normas da ISO (International Standard Organization), sendo que os ensaios que deram origem aos valores apresentados nestas normas foram realizados com corpos-de-prova aquecidos sob carregamento. Como discutido anteriormente e mostrado no gráfico da figura 2.9, concretos aquecidos sob carga conservam uma fração maior da resistência, ao passo que aquecendo elementos não carregados obtém-se resistências menores depois de resfriado. No caso do presente trabalho, os corpos-de-prova foram aquecidos sem

aplicação de carga, o que, teoricamente, resultou em resistências menores do que se os mesmos tivessem sido aquecidos com aplicação de carga. Assim sendo, esse fato deve ser considerado quando da comparação dos resultados de ensaios realizados sem carregamento com os valores apresentados na *NBR 15200* (ABNT, 2004).

As relações entre resistência à compressão dos concretos moldados neste trabalho, expostos a altas temperaturas, e a resistência à compressão em situação normal, assim como a relação entre o módulo de elasticidade do concreto exposto aos patamares de temperatura e o módulo de elasticidade em situação normal, resultaram nos valores apresentados na tabela 5.19, a qual também traz os valores recomendados pela norma para comparação.

Tabela 5.19: fatores de redução da resistência à compressão e módulo de elasticidade para os concretos confeccionados no presente trabalho comparados aos valores recomendados pela norma NBR 15200

Temperatura (C°)	Dados experimentais		NORMA 15200 Agregados Silicosos	
	Fator de redução da resistência	Fator de redução do módulo	Fator de redução da resistência	Fator de redução do módulo
20	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,99	0,94	0,95	0,90
400	0,95	0,60	0,75	0,56
600	0,80	0,25	0,45	0,20
900	0,18	0,015	0,08	0,01

Os fatores de redução da resistência à compressão obtidos a partir dos dados experimentais e os fatores de redução da norma encontram-se representados de forma gráfica, para uma melhor visualização, na figuras 5.39. Para fins comparativos, também foram representados os fatores de redução relativos aos trabalhos de Lima (2005, p.142) e Souza e Moreno Jr. (2003, p.26), sendo que Lima utilizou condições de ensaio semelhantes a este trabalho (taxa de aquecimento de 27,4°C) e Souza e Moreno Jr. (2003) também utilizaram uma taxa de aquecimento inferior a taxa de aquecimento da curva padrão temperatura-tempo.

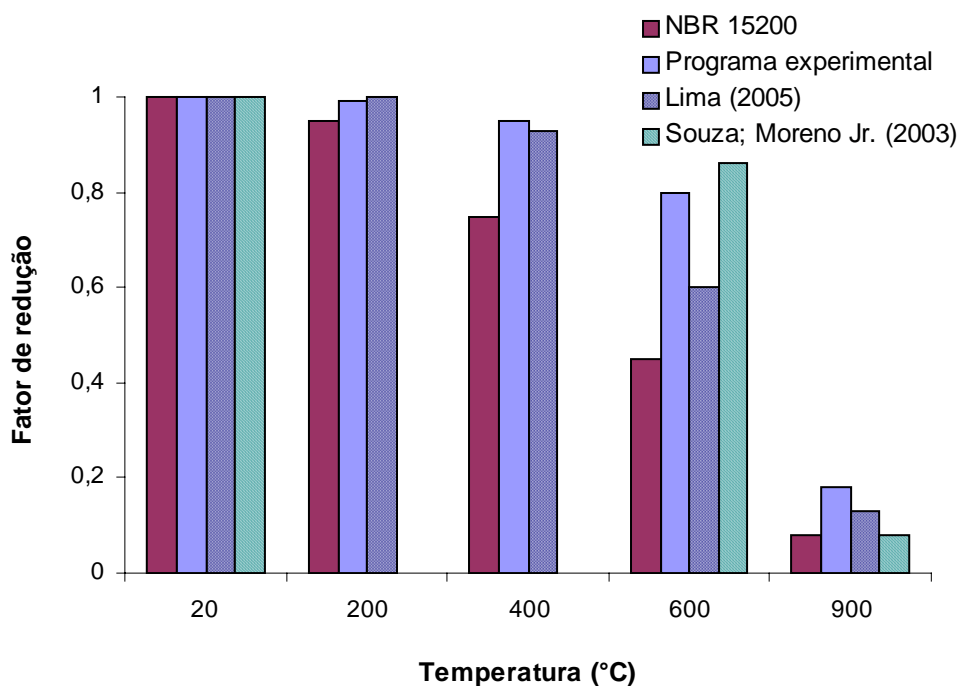


Figura 5.39: fatores de redução da resistência à compressão em função da temperatura de exposição

Comparando-se os fatores de redução da resistência à compressão obtidos experimentalmente neste estudo e nos demais representados, com os fatores de redução adotados na norma, observa-se que os valores da norma são inferiores, mostrando que a norma apresenta valores mais exigentes, a favor da segurança, quando comparados aos dados dos trabalhos representados, considerando ainda que os valores apresentados pela norma referem-se a ensaios de espécimes ensaiados sob carregamento, fazendo com que o método de ensaio resulte em resistências residuais maiores do que o método utilizado nos trabalhos apresentados.

Os fatores de redução do módulo de elasticidade obtidos a partir dos dados experimentais (figura 5.40), a exemplo dos fatores de redução da resistência à compressão, também apresentaram valores maiores do que os apresentados pela norma, satisfazendo os limites propostos na mesma. Observa-se uma mesma tendência de queda entre os fatores de redução experimentais e os fatores de redução da norma. Para fins comparativos, também foram representados os fatores de redução relativos aos trabalhos de Lima (2005, p.146) e Souza e Moreno Jr. (2003, p.26).

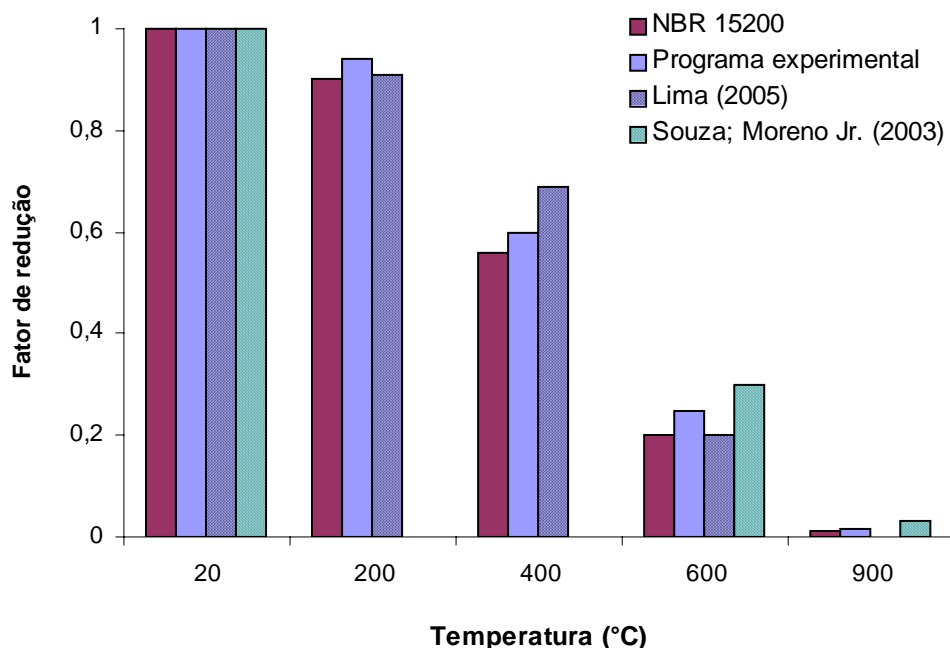


Figura 5.40: fatores de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura de exposição

As diferenças entre os fatores de redução da resistência dos concretos do presente trabalho em relação ao fator de redução recomendado na norma são relativamente maiores do que as diferenças entre os fatores de redução do módulo de elasticidade dos dados experimentais em relação ao fator de redução da norma, indicando que em relação à resistência à compressão a norma apresenta valores mais exigentes, a favor da segurança. Em relação ao módulo de elasticidade, os valores experimentais estão bem próximos aos valores propostos na norma, porém, considerando-se o método de ensaio, a norma trás valores de módulo maiores do que os obtidos pelo método de ensaio do presente trabalho. Desta forma, a norma, em relação ao módulo de elasticidade, se mostra adequada, apresentando porém, valores menos conservadores em relação à resistência à compressão.

De uma forma geral, os fatores de redução relativos à diminuição da resistência à compressão e ao módulo de elasticidade apresentados pela NBR 15200, se mostraram adequados, constituindo-se em referência importante para projetos de estruturas de concreto em situação de incêndio.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as considerações finais e principais conclusões decorrentes da execução do programa experimental, e algumas sugestões e recomendações para trabalhos futuros que possam ser realizados dentro da mesma linha de pesquisa.

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o objetivo de propor a análise da mudança de cor de concretos convencionais expostos a altas temperaturas, como ferramenta de avaliação das temperaturas alcançadas e da degradação térmica, foram realizadas medidas colorimétricas, além de observações visuais, nos concretos elaborados para o estudo. Já para caracterizar a degradação térmica do concreto, foram realizados ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e medida da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas (ultra-som).

A temperatura de exposição teve influência no nível de degradação térmica sofrida pelo concreto, provocando, com o seu aumento, reduções na resistência à compressão, no módulo de elasticidade e na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas. Quanto às medidas colorimétricas, constatou-se um aumento das diferenças colorimétricas por incremento da temperatura de exposição.

Observou-se que, na temperatura de exposição de 600°C, começaram a haver as maiores perdas de resistência à compressão (tendo a resistência residual média nesta temperatura estado na ordem de 80%, valor superior ao encontrado por outros pesquisadores). Já para o módulo de elasticidade, a temperatura que pode ser considerada crítica para os concretos ensaiados é 400°C, temperatura onde foi constatado valor residual médio de módulo de elasticidade de 60%. Considerando conjuntamente os resultados do ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade, temperaturas entre 400°C e 600°C podem ser consideradas críticas para deterioração térmica do concreto, como já registrado por vários autores.

As perdas na velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas foram mais acentuadas do que as perdas na resistência à compressão, porém menos acentuadas do que as perdas no módulo

de elasticidade, indicando que o ultra-som é sensível aos mecanismos de degradação de ambos os ensaios.

O nível de correlação obtido com o modelo de previsão do módulo de elasticidade a partir dos resultados de ultra-som ($r=0,98$), indica uma fortíssima correlação entre as variáveis, fornecendo estimativas muito boas para o módulo de elasticidade. Infere-se, desta forma, que tanto o módulo de elasticidade quanto o ultra-som, possuem uma maior sensibilidade em detectar micro-fissurações na matriz do concreto do que o ensaio de resistência à compressão, cujos valores decaem de forma mais acentuada quando os níveis de fissuração e degradação do concreto encontram-se mais avançados, isto é, em temperaturas de exposição mais elevadas. É, portanto, viável a utilização do modelo para previsão do comportamento do módulo de elasticidade dos concretos utilizados neste estudo a partir dos resultados de ultra-som.

O modelo de previsão da resistência à compressão a partir dos valores de ultra-som apresentou bom nível de correlação ($r=0,89$), assim como o modelo de previsão do módulo de elasticidade a partir dos resultados de resistência à compressão ($r=0,92$).

O maior nível de correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, em relação à correlação entre ultra-som e resistência à compressão, confirmam as observações de que o ultra-som estima de forma mais confiável os valores de módulo de elasticidade do que os valores de resistência à compressão.

O tipo de mistura (relação a/c), variável de controle que afeta diretamente a resistência à compressão, praticamente não apresentou, para as duas relações a/c maiores, perda de resistência até a temperatura de 400°C, vindo a apresentar perdas consideráveis a partir de 600°C. Já a relação água cimento menor apresentou perdas de resistência gradativas a partir das primeiras temperaturas de exposição, indicando que a relação a/c, que influencia o nível de porosidade do concreto, é um dos fatores que influencia seu comportamento a altas temperaturas. Já para o módulo de elasticidade, a relação a/c menor, que forneceu maiores valores de resistência à compressão, apresentou resultados de módulo inferiores ao concreto confeccionado com a relação a/c intermediária, indicando que a maior quantidade de cimento utilizado no concreto da relação a/c menor conferiu ao mesmo pior desempenho em relação ao módulo de elasticidade. Isto pode ser atribuído ao fato de que, para um mesmo teor de

argamassa, uma maior quantidade de cimento implica em uma redução na quantidade de agregados, os quais conferem ao concreto melhores propriedades relativas ao módulo de elasticidade. Em relação ao ensaio de ultra-som, o tipo de mistura não influenciou os resultados do ensaio até as temperaturas de 400°C, vindo a apresentar alguma influência nas temperaturas maiores de exposição.

O tipo de agregado graúdo não influenciou a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, porém influenciou a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, provavelmente devido às características diferenciadas de propagação de ondas ultra-sônicas, próprias dos dois tipos de agregado.

O tipo de resfriamento a que os corpos-de-prova foram submetidos demonstrou uma tendência a influenciar a resistência à compressão dos concretos ensaiados. Embora as diferenças tenham sido significativas apenas na temperatura de exposição de 600°C, observou-se uma tendência do resfriamento brusco reduzir a resistência à compressão até a temperatura de 600°C. Na temperatura de 900°C, observou-se uma inversão desta tendência. Para o módulo de elasticidade, o tipo de resfriamento adotado não teve influência significativa, assim como no ultra-som. Para ambos os ensaios, porém, foi percebida uma tendência de os concretos resfriados lentamente apresentarem valores médios inferiores aos espécimes que sofreram resfriamento brusco, o que pode ser devido à influência da umidade nos resultados destes ensaios, fazendo com que, para o ultra-som, o tipo de resfriamento apresentasse maior influência nos resultados do que para os demais ensaios.

Em relação à análise da mudança de cor com a temperatura, verificou-se que a única variável independente que influenciou significativamente as diferenças colorimétricas foi a temperatura de exposição, indicando que, independente da mistura (a/c), do agregado graúdo utilizado e do resfriamento, os resultados foram os mesmos para todos os concretos expostos aos mesmos patamares de temperatura. Do ponto de vista da utilidade prática da utilização das diferenças colorimétricas para avaliar a temperatura a que um concreto foi exposto, o fato de somente a temperatura de exposição ter influenciado as diferenças colorimétricas, facilita o uso desta ferramenta, pois estas variáveis, teoricamente, não precisariam ser conhecidas para utilização da mesma.

As maiores diferenças colorimétricas foram obtidas nas temperaturas de exposição de 600°C e 900°C, cujos níveis de percepção podem ser classificadas como facilmente distinguíveis para

a temperatura de 600°C e muito grandes para a temperatura de 900°C, o que pode ser confirmado com a análise visual dos concretos, onde puderam ser observadas mudanças de cor para um amarelado incipiente na temperatura de 600°C e uma cor amarelada mais intensa na temperatura de 900°C. Desta forma, conclui-se que é possível identificar, através das diferenças colorimétricas em relação a um concreto não exposto, o nível de temperatura a que o mesmo foi submetido, especialmente para temperaturas de exposição maiores e, portanto, de maior interesse, já que levam a maiores níveis de degradação do concreto. Diferenças colorimétricas da ordem de $\Delta E = 6$ indicaram, para este estudo, temperaturas de exposição da ordem de 600°C, e diferenças colorimétricas da ordem de $\Delta E = 16$ indicaram temperaturas de exposição da ordem de 900°C. Com a estimativa da temperatura a que o concreto foi exposto é possível estimar o nível de degradação sofrido, o qual pode ser, tanto neste estudo com nos demais relativos ao assunto, relacionado com as temperaturas de exposição do concreto.

Os níveis de correlação obtidos com os modelos de previsão da resistência à compressão e do módulo de elasticidade a partir das diferenças colorimétricas foram bastante satisfatórios, apresentando coeficiente de correlação de 0,85 e 0,93, respectivamente. Os níveis de correlação encontrados, especialmente com relação ao módulo de elasticidade, fazem com que a aplicação dos modelos que utilizam as diferenças colorimétricas para prever o comportamento da resistência e do módulo forneçam boas estimativas para os concretos utilizados neste estudo. Os níveis de correlação também fornecem uma idéia de como essas variáveis sofrem alterações com o aumento da temperatura, sendo que quanto maior o nível de correlação, mais semelhante é o nível de variação das mesmas.

Não foram observadas, para os concretos estudados, mudanças de cor para tons avermelhados nos patamares de temperatura entre 300°C e 600°C, descritas na literatura. A areia utilizada para a confecção dos concretos estudados apresentou mudança de cor para tom avermelhado nas temperaturas de exposição de 600°C e 900°C, temperaturas bastante superiores em relação àquelas normalmente referenciadas para esta mudança de cor, tanto para as areias, quanto para os concretos. Os agregados graúdos também apresentaram mudanças de cor, porém de forma mais sutil do que a areia, nas temperaturas de 600°C e 900°C.

Por fim, foi verificado que os fatores de redução adotados na norma brasileira *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* (ABNT, 2004), tanto para resistência à compressão quanto para o módulo de elasticidade, são adequados para prever o

comportamento do concreto em temperaturas elevadas. Observou-se que as diferenças entre os fatores experimentais de redução da resistência e os da norma são relativamente maiores do que as diferenças entre os fatores de redução experimentais do módulo de elasticidade em relação ao fator de redução da norma.

6.2 CONCLUSÕES

Considerando-se os materiais e condições de ensaio utilizados para realização do presente trabalho, pode-se concluir que:

- a relação a/c parece ter influenciado as perdas de resistência para os concretos com a menor relação a/c, de forma que foram observadas perdas de resistência gradativas a partir das primeiras temperaturas de exposição, sendo que para a maior relação a/c houve uma conservação de resistência nas menores temperaturas de exposição. Para o módulo de elasticidade, a relação a/c menor apresentou resultados inferiores ao concreto confeccionado com a relação a/c intermediária, indicando que a maior quantidade de cimento pode ter conferido ao mesmo pior desempenho em relação ao módulo de elasticidade. A relação água/cimento mostrou pouca influência nos resultados do ensaio de ultra-som;
- o tipo de agregado graúdo não influenciou a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, porém influenciou a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas;
- o tipo de resfriamento mostrou pouca influência nos resultados de resistência à compressão, e não mostrou influência significativa no módulo de elasticidade e ultra-som;
- as temperaturas de exposição a partir das quais foram percebidas as maiores perdas das propriedades mecânicas foram de 400°C para o módulo de elasticidade e 600°C para a resistência à compressão. Considerando conjuntamente os resultados do ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade, temperaturas entre 400°C e 600°C podem, portanto, ser consideradas críticas para deterioração térmica do concreto;

- na análise colorimétrica verificou-se que a única variável independente que se mostrou significativa foi a temperatura de exposição. Do ponto de vista da utilidade prática da utilização das diferenças colorimétricas para avaliar a temperatura a que um concreto foi exposto, isto é positivo, pois as demais variáveis, teoricamente, não precisariam ser conhecidas para utilização da ferramenta. As maiores diferenças colorimétricas foram obtidas nas temperaturas de exposição de 600°C e 900°C, cujos níveis de percepção podem ser classificadas como facilmente distinguíveis para a temperatura de 600°C e muito grandes para a temperatura de 900°C, o que pôde ser confirmado com a análise visual dos concretos. Desta forma, conclui-se que é possível identificar, através das diferenças colorimétricas em relação a um concreto não exposto, o nível de temperatura de exposição, especialmente para temperaturas de exposição maiores e, portanto, de maior interesse, já que levam a maiores níveis de degradação do concreto. Com a estimativa da temperatura a que o concreto foi exposto, é possível estimar o nível de degradação sofrido;
- o ensaio de propagação de ondas ultra-sônicas mostrou-se uma alternativa viável para avaliação da degradação térmica de concretos expostos a condições de incêndio.
- os fatores de redução adotados na norma brasileira *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio* (ABNT, 2004) são adequados para prever o comportamento do concreto em temperaturas elevadas.

6.3 SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados obtidos e dos conhecimentos adquiridos, tanto com a análise dos resultados quanto com as referências pesquisadas, verificou-se que alguns estudos poderiam elucidar questionamentos que surgiram durante o trabalho e, dessa forma, contribuir para o aperfeiçoamento e melhor compreensão do comportamento do concreto exposto a altas temperaturas. Desta forma, faz-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Medir diferenças colorimétricas em situações reais de incêndio para verificar se os níveis de diferenças colorimétricas encontrados neste estudo têm correspondência com concretos expostos a condições reais de incêndios.
- Utilizar diferentes tipos de areias silicosas, que contenham diferentes teores de constituintes ferrosos, como agregado miúdo, com objetivo de avaliar a influência dos mesmos nas diferenças colorimétricas.
- Considerando que os constituintes ferrosos dos agregados provocam a mudança de cor de argamassas e concretos, seria de se esperar que a presença de constituintes ferrosos no cimento também influenciasse essas mudanças. Desta forma, seria relevante avaliar quanto a quantidade de constituintes ferrosos presentes no cimento influencia na mudança de cor de argamassas e concretos expostos a altas temperaturas.
- Avaliar a influência do tempo de exposição a altas temperaturas de concretos nas diferenças colorimétricas, assim como determinar a profundidade onde as mudanças podem ser percebidas a partir da superfície do concreto, para diferentes tempos de exposição.
- Analisar qualitativamente e quantitativamente a composição química da matriz cimentícia dos concretos em temperaturas ambiente e nas temperaturas onde foram percebidas as maiores mudanças de coloração (entre 600°C e 900°C), para identificar quais os compostos formados que potencialmente podem gerar as alterações de cor observadas.
- Considerando que o tipo de agregado graúdo utilizado no presente estudo não influenciou as diferenças colorimétricas e nem mesmo as mudanças de cor visualmente percebidas, seria mais adequado, do ponto de vista de praticidade e economia, realizar estudos de mudança de cor com argamassas.

REFERÊNCIAS

ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS – American Society For Testing and Materials. **ASTM D-2244/84: Standard test method for calculation of colour differences from instrumentally measured colour coordinates**. Pennsylvania, 1984.

HAROLD, R.W. **An Introduction to Appearance Analysis**. SeconSight, v. 84. Graphic Arts Foundation, 2001.

AHN, J.; YAU, E. **The Munsell Color Tree**. Notas de Aula. Stanford University, USA, 2000. Disponível em: <<http://graphics.stanford.edu/courses/cs99d-00/projects/ElaineYau-munsell.ppt>>. Acesso em: 14 de outubro de 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBRNM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. **NBRNM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003b.

_____. **NBRNM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003c.

_____. **NBR 8522 - MB 1924**: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2003d.

_____. **NBR 14323**: Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio – Procedimentos. Projeto de revisão da norma. Rio de Janeiro, 2003e.

_____. **NBR 5628**: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2000.

_____. **NBRNM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994a.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994b.

_____. **NBR 8802 - MB 2039**: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro, 1994c.

_____. **NBR 5736 - EB 758**: Cimento portland pozolânico. Rio de Janeiro, 1991.

AHMED, G.N.; HURST, J.P. Modeling Pore Pressure, Moisture, and Temperature in High-Strength Concrete Columns Exposed to Fire. **Fire Technology**, v. 35, issue 3, p. 232-262, Aug. 1999. Disponível em: <<http://www.kluweronline.com/issn/0015-2684/contents>>. Acesso em: 02 de agosto de 2004.

BESSEY, G. E. The visible changes in concrete or mortar exposed to high temperatures. In: **Investigations on building Fires**, Part 2. National Building Studies, Technical Paper No.4, p. 6-18, HMSO, London, 1950.

BONNELL, D.G.R.; HARPER, F.C. **The Thermal Expansion of Concrete**. National Building Studies, Technical Paper No.7, 22 p., HMSO, London, 1951.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988.

CARVALHO, E. F.T. **Contribuição ao estudo da resistência residual do concreto submetido ao tratamento térmico padrão para situações de incêndio**. 2001. 96p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

CASTELLOTE, M. et al. Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p. 1633-1644, September, 2004. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>.

CHAN, Y. N.; PENG, G. F; ANSON, M. Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures. **Cement and Concrete Composites**, v. 21, p. 23-27, 1999.

DEUTSCHES INSTITUT für NORMUNG. **DIN 6174**: Farbmetrische Bestimmung von Farbabständen bei Körperfarben nach der CIELAB-Formel, Beuth Verlag, Berlin und Köln 1979.

FERNANDEZ, C.G.; LUZARDO, J.M.P. Efectos del fuego en pastas, morteros y hormigones. Porto Alegre, RS. 1997. p.145-152, v.1. In: **Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e Congresso de Controle de Qualidade**, 4º e 6º, Porto Alegre, 1997. Artigo técnico. Disponível em: <bibeng@vortex.ufrgs.br>. Porto Alegre, 1997.

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P.E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. **Cement and Concrete Composites**, 2004. Article in press. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>. Acesso em: 19 de julho de 2004.

GLIESE, R. **Medição espectrofotométrica de polpas de caulim visando o controle do processo de beneficiamento**. 2003. 148p. Tese (Doutorado em Engenharia)-Faculdade de Engenharia de Minas, Metalurgia e Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GRATTAN-BELLEW, P.E. Microstructural investigation of deteriorated Portland cement concretes. **Construction and Building Materials**, Great Britain, v. 10, p. 3-16, February, 1996. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>. Acesso em: 19 de julho de 2004.

GUISE, S.E. **The use of colour image analysis for assessment of fire damaged concrete**. 1997. Tese de Doutorado (PhD Thesis) – Aston University, Birmingham, United Kingdom.

HARMATHY, T.Z. Design of concrete masonry walls for fire endurance. In: **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE**. Behavior of concrete under temperature extremes. Detroit, Michigan, 1973. p. 179-203.

HAROLD, R.W. **An Introduction to Appearance Analysis**. SeconSight, v. 84. Graphic Arts Foundation, 2001.

HASPARYK, N.P. **Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado**. 2005. 257. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION. **ISO 834**: fire resistance tests – elements of building construction. Genève, 1994

KODUR, V; MCGRATH, R. Fire Endurance of High Strength Concrete Columns. **Fire Technology**, v. 39, p. 73-87, 2003. USA: Kluwer Academic Publishers, 2003.

KONICA MINOLTA PHOTO IMAGING. **Colorimetry: How to Measure Color Differences**. Instrument Systems Div. Konica Minolta Photo Imaging U.S.A., Inc., 2005.

LEES, T.P. Deterioration mechanisms. In: MAYS, G. **Durability of Concrete Structures: Investigation, repair, protection**. London: E & FN Spon, 1992. p. 10-36.

LIMA, R.C. A. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. 241p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

_____. **Investigação dos efeitos de temperaturas elevadas em reforços estruturais com tecidos de fibra de carbono**. 2001. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LIMA, R.C.A; CAETANO, L.F.; SILVA FILHO, L.C.P. **Mapeamento de concretos aquecidos por meio de ondas ultrasônicas**. In: XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingenieria Estructural, 2004, Mendoza, Argentina. **Anais...** XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingenieria Estructural, 2004.

LI, M.; QIAN, C., SUN, W. Mechanical properties of high-strength concrete after fire. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p. 1001-1005, 2004. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>. Acesso em: 16 de agosto de 2005.

LIN, W.M.; LIN, T.D.; COUCHE, L.J.P. Microstructure of fire-damaged concrete. **ACI Materials Journal**, v.93, n.3, p.199-205, may-june, 1996. American Concrete Institute, Detroit, E.U.A., 1996.

LUO, H.L.; LIN, D.F. Study the surface color of sewage sludge mortar at high temperature. **Construction and Building Materials**, Great Britain, v. 21, p. 90-97, 2007. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>. Acesso em: 20 de agosto de 2006.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MINOLTA. **Precise color communication**: Color control from perception to instrumentation. Japão: Minolta Co. Ltd., 1998.

MOHAMEDBHAI, G.T.G. Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 38, n. 136, p. 151-158, September, 1986.

NASSIF, A.Y.; RIGDEN, S.; BURLEY E. The effects of rapid cooling by water quenching on the stiffness properties of fire damaged concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 51, p. 255-261, 1999.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997.

PETRUCCI, E.G. **Concreto de Cimento Portland**. Enciclopédia Técnica Universal. Porto Alegre: Editora Globo, 1973.

PIASTA, J. Heat deformations of cement paste phases and the microstructure of cement paste. **Materials and Structures** (Matériaux at constructions), v. 17, n. 102, p. 415-420, nov.-dec. 1984. RILEM – The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures. Paris, França, 1984.

POON, C.; AZHAR, S., WONG, Y. Comparison of the strength and durability performance of normal and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 1291-1300, 2001. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>. Acesso em: 30 de agosto de 2005.

RILEY, M.A. Possible new method for the assessment of fire-damaged concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 43, n. 155, p. 87-92, June, 1991.

SARAC, D.; SARAC, S.; YUZBASIOGLU, E.; BAL, S. The effects of porcelain polishing systems on the color and surface texture of feldspathic porcelain. **The Journal of Prosthetic Dentistry**, v. 96, p. 122-128, August, 2006.

SARSHAR, R.; KHOURY, G.A. Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures. **Magazine of Concrete Research**, v. 45, n. 162, p. 51-61, March, 1993.

SHOAIB, M.M.; AHMED, S.A.; BALAHA, M.M. Effect of fire and cooling mode on the properties of slag mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 1533-1538, 2001. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>. Acesso em: 16 de agosto de 2004.

SHORT, N.R.; PURKISS, J.A.; GUISE, S.E. Assessment of fire damaged concrete using colour image analysis. **Construction and Building Materials**, v. 15, p. 9 – 15, February, 2001. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>. Acesso em: 02 de agosto de 2004.

SOUZA, A.A.A.; MORENO JR., A.L. Efeito de altas temperaturas na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação do concreto. **Revista Engenharia Ciência**, Vitória/ES, v. 6, n.05, p. 21-30, Setembro-Outubro, 2003.

VARELA, J. J. **Caracterização de polpas de minerais de indústrias através do equipamento Colorcell visando o controle de qualidade do produto**. 2002. 160f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Faculdade de Engenharia de Minas, Metalurgia e Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

X-RITE. **The Color Guide and Glossary**. USA: X-Rite, Incorporated, 2004. Disponível em: <<http://www.xrite.com>>. Acesso em: 19 de agosto de 2005.

YÜSER, N.; AKÖZ, F.; ÖZTÜRK, L. D. Compressive strength-color change relation in mortars at high temperature. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p. 1803-1807, October, 2004. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>>. Acesso em: 16 de agosto de 2004.

**APÊNDICE A – Resultados experimentais da resistência à compressão e do
módulo de elasticidade**

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	Resistência à compressão (Mpa)	Módulo de elasticidade (Gpa)
1B201	20	3	2	0	33,58	
1B202	20	3	2	0	33,44	
1B203	20	3	2	0	30,90	26,8901
1B204	20	3	2	0	32,10	26,0731
1B105	20	3	2	0	29,63	23,0672
1B221	200	3	2	0	31,39	
1B222	200	3	2	0	31,32	
1B223	200	3	2	0	31,39	26,4440
1B224	200	3	2	0	30,33	25,4736
1B225	200	3	2	0	30,47	25,9761
1B341	400	3	2	0	29,84	
1B342	400	3	2	0	30,76	
1B343	400	3	2	0	30,54	15,8054
1B344	400	3	2	0	30,40	15,5706
1B245	400	3	2	0	30,05	15,6880
1B161	600	3	2	0	18,76	
1B162	600	3	2	0	25,04	
1B163	600	3	2	0	21,44	5,4989
1B164	600	3	2	0	20,67	4,2809
1B165	600	3	2	0	20,24	4,2660
1B191	900	3	2	0	4,30	
1B192	900	3	2	0	4,37	
1B193	900	3	2	0	4,37	0,3914
1B194	900	3	2	0	4,51	0,5268
1B195	900	3	2	0	3,03	0,3760
2B101	20	1	2	0	19,19	26,3869
2B102	20	1	2	0	18,98	
2B103	20	1	2	0	20,39	
2B104	20	1	2	0	18,13	29,1741
2B205	20	1	2	0	19,40	25,0053
2B121	200	1	2	0	21,16	
2B122	200	1	2	0	18,90	21,4681
2B123	200	1	2	0	18,98	28,4278
2B124	200	1	2	0	19,52	
2B125	200	1	2	0	19,05	22,2445
2B141	400	1	2	0	19,19	
2B142	400	1	2	0	21,09	
2B143	400	1	2	0	21,66	13,0686
2B144	400	1	2	0	22,64	13,3347
2B145	400	1	2	0	21,37	10,5668
2B261	600	1	2	0	17,85	
2B262	600	1	2	0	17,78	
2B263	600	1	2	0	17,92	5,0202
2B264	600	1	2	0	16,89	5,1933
2B265	600	1	2	0	15,87	3,7954
2B291	900	1	2	0	2,89	
2B292	900	1	2	0	3,32	
2B293	900	1	2	0	3,39	0,4497
2B294	900	1	2	0	3,24	0,3833
2B295	900	1	2	0	4,30	0,4580
3B101	20	2	2	0	28,07	26,2106
3B102	20	2	2	0	30,83	

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	Resistência à compressão (Mpa)	Módulo de elasticidade (Gpa)
3B103	20	2	2	0	30,26	28,4364
3B104	20	2	2	0	31,74	25,6720
3B205	20	2	2	0	31,88	
3B121	200	2	2	0	28,22	
3B122	200	2	2	0	30,19	
3B123	200	2	2	0	29,63	24,7850
3B124	200	2	2	0	31,74	27,7938
3B125	200	2	2	0	27,23	22,6007
3B141	400	2	2	0	33,15	
3B142	400	2	2	0	31,53	
3B143	400	2	2	0	31,81	18,4929
3B144	400	2	2	0	28,71	16,7791
3B145	400	2	2	0	31,32	18,6767
3B261	600	2	2	0	28,78	
3B262	600	2	2	0	26,45	
3B263	600	2	2	0	28,00	8,8563
3B264	600	2	2	0	27,86	7,7414
3B265	600	2	2	0	29,13	8,4274
3B291	900	2	2	0	3,67	
3B292	900	2	2	0	4,66	
3B293	900	2	2	0	5,15	0,5518
3B294	900	2	2	0	5,01	0,5266
3B295	900	2	2	0	4,80	0,5325
1G101	20	3	1	0	36,33	27,6962
1G102	20	3	1	0	32,73	25,1842
1G103	20	3	1	0	37,24	29,2116
1G104	20	3	1	0	37,60	
1G205	20	3	1	0	34,99	
1G121	200	3	1	0	36,05	
1G122	200	3	1	0	33,93	
1G123	200	3	1	0	34,56	24,3822
1G124	200	3	1	0	34,56	24,3424
1G125	200	3	1	0	32,10	24,7394
1G141	400	3	1	0	35,62	
1G142	400	3	1	0	35,41	
1G143	400	3	1	0	29,84	16,6521
1G144	400	3	1	0	31,11	18,7361
1G145	400	3	1	0	33,86	17,4215
1G261	600	3	1	0	19,96	
1G262	600	3	1	0	25,32	
1G263	600	3	1	0	26,88	5,2267
1G264	600	3	1	0	27,58	5,2707
1G265	600	3	1	0	25,32	4,3606
1G291	900	3	1	0	2,96	
1G292	900	3	1	0	3,46	
1G293	900	3	1	0	4,59	0,3176
1G294	900	3	1	0	3,95	0,3131
1G295	900	3	1	0	3,74	0,2593
2G101	20	1	1	0	17,00	25,2226
2G102	20	1	1	0	18,34	25,3188
2G103	20	1	1	0	16,58	
2G104	20	1	1	0	18,20	24,1214

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	Resistência à compressão (Mpa)	Módulo de elasticidade (Gpa)
2G105	20	1	1	0	18,83	
2G121	200	1	1	0	18,98	
2G122	200	1	1	0	18,90	
2G123	200	1	1	0	20,53	23,7429
2G124	200	1	1	0	17,21	18,7233
2G125	200	1	1	0	18,90	22,8904
2G141	400	1	1	0	20,67	
2G242	400	1	1	0	19,12	
2G243	400	1	1	0	18,13	12,8677
2G244	400	1	1	0	17,85	14,5159
2G245	400	1	1	0	19,54	12,1015
2G261	600	1	1	0	14,11	
2G262	600	1	1	0	13,68	
2G263	600	1	1	0	13,19	3,0337
2G264	600	1	1	0	15,17	3,3010
2G265	600	1	1	0	15,02	2,9778
2G291	900	1	1	0	2,19	
2G292	900	1	1	0	2,05	
2G293	900	1	1	0	2,05	0,1645
2G294	900	1	1	0	2,05	0,1690
2G295	900	1	1	0	2,19	0,1755
3G101	20	2	1	0	29,84	27,0886
3G102	20	2	1	0	30,19	27,8161
3G103	20	2	1	0	30,33	29,1102
3G104	20	2	1	0	31,46	
3G205	20	2	1	0	30,61	
3G121	200	2	1	0	31,53	
3G122	200	2	1	0	30,76	
3G123	200	2	1	0	31,11	25,2858
3G124	200	2	1	0	29,42	26,5480
3G125	200	2	1	0	29,13	25,0263
3G141	400	2	1	0	33,86	
3G142	400	2	1	0	35,20	
3G143	400	2	1	0	30,61	18,4722
3G144	400	2	1	0	33,51	19,6899
3G145	400	2	1	0	33,15	17,5683
3G261	600	2	1	0	24,05	
3G262	600	2	1	0	24,83	
3G263	600	2	1	0	23,91	6,3383
3G264	600	2	1	0	23,35	5,3531
3G265	600	2	1	0	23,07	4,5673
3G291	900	2	1	0	2,75	
3G292	900	2	1	0	2,89	
3G293	900	2	1	0	3,53	0,3153
3G294	900	2	1	0	3,53	0,3080
3G295	900	2	1	0	3,46	0,2654
1B101	20	3	2	1	30,83	
1B102	20	3	2	1	32,66	
1B103	20	3	2	1	32,66	26,5882
1B104	20	3	2	1	30,33	27,6327
1B205	20	3	2	1	30,83	26,1177
1B121	200	3	2	1	32,45	

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	Resistência à compressão (Mpa)	Módulo de elasticidade (Gpa)
1B122	200	3	2	1	31,25	
1B123	200	3	2	1	31,74	27,1047
1B124	200	3	2	1	29,91	24,1575
1B125	200	3	2	1	29,98	27,8436
1B141	400	3	2	1	27,16	
1B142	400	3	2	1	28,64	
1B143	400	3	2	1	26,38	19,6151
1B144	400	3	2	1	25,68	17,9446
1B145	400	3	2	1	24,90	15,8613
1B261	600	3	2	1	21,23	
1B262	600	3	2	1	24,27	
1B263	600	3	2	1	24,27	8,7931
1B264	600	3	2	1	21,80	8,1317
1B265	600	3	2	1	19,96	4,4974
1B291	900	3	2	1	4,66	
1B292	900	3	2	1	5,22	
1B293	900	3	2	1	6,77	0,5764
1B294	900	3	2	1	5,78	0,4787
1B295	900	3	2	1	3,74	0,3453
2B101	20	1	2	1	21,30	
2B102	20	1	2	1	19,75	
2B103	20	1	2	1	18,13	22,6152
2B104	20	1	2	1	19,05	23,0598
2B205	20	1	2	1	16,01	21,7905
2B121	200	1	2	1	19,33	
2B122	200	1	2	1	17,78	
2B123	200	1	2	1	17,56	20,0372
2B124	200	1	2	1	16,37	20,1535
2B125	200	1	2	1	17,99	19,1770
2B141	400	1	2	1	18,41	
2B142	400	1	2	1	15,52	
2B143	400	1	2	1	15,87	14,4678
2B144	400	1	2	1	13,90	11,6292
2B145	400	1	2	1	15,45	11,5543
2B261	600	1	2	1	12,06	
2B262	600	1	2	1	14,53	
2B263	600	1	2	1	13,05	4,0013
2B264	600	1	2	1	15,10	3,8521
2B265	600	1	2	1	12,63	2,2679
2B291	900	1	2	1	4,37	
2B292	900	1	2	1	3,81	
2B293	900	1	2	1	3,74	0,3663
2B294	900	1	2	1	3,88	0,3662
2B295	900	1	2	1	3,95	0,3662
3B101	20	2	2	1	29,13	29,1188
3B102	20	2	2	1	27,86	29,3074
3B103	20	2	2	1	27,02	30,3884
3B104	20	2	2	1	30,61	
3B105	20	2	2	1	28,66	
3B121	200	2	2	1	29,49	33,5244
3B122	200	2	2	1	28,99	31,7531
3B123	200	2	2	1	29,82	32,6388

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	Resistência à compressão (Mpa)	Módulo de elasticidade (Gpa)
3B124	200	2	2	1	30,12	
3B125	200	2	2	1	29,61	
3B141	400	2	2	1	26,41	18,1232
3B142	400	2	2	1	24,43	18,5479
3B143	400	2	2	1	24,18	17,3066
3B144	400	2	2	1	26,52	
3B145	400	2	2	1	25,39	
3B261	600	2	2	1	22,04	6,4245
3B262	600	2	2	1	23,22	10,8176
3B263	600	2	2	1	24,52	9,5629
3B264	600	2	2	1	18,76	
3B265	600	2	2	1	22,14	
3B291	900	2	2	1	5,02	0,4359
3B292	900	2	2	1	7,00	0,7230
3B293	900	2	2	1	6,40	0,5846
3B294	900	2	2	1	4,66	
3B295	900	2	2	1	5,77	0,5812
1G101	20	3	1	1	34,96	31,6733
1G102	20	3	1	1	35,89	29,9756
1G103	20	3	1	1	36,85	29,5786
1G104	20	3	1	1	36,19	
1G205	20	3	1	1	35,97	
1G121	200	3	1	1	35,21	26,9551
1G122	200	3	1	1	36,34	28,7787
1G123	200	3	1	1	31,49	32,2549
1G124	200	3	1	1	31,53	
1G125	200	3	1	1	33,64	
1G141	400	3	1	1	28,30	18,5955
1G142	400	3	1	1	29,63	20,6376
1G143	400	3	1	1	31,38	20,9572
1G144	400	3	1	1	30,83	
1G145	400	3	1	1	30,03	
1G261	600	3	1	1	21,84	3,5910
1G262	600	3	1	1	28,02	7,8779
1G263	600	3	1	1	28,39	9,8673
1G264	600	3	1	1	24,12	
1G265	600	3	1	1	25,59	
1G291	900	3	1	1	4,87	
1G292	900	3	1	1	5,05	0,3014
1G293	900	3	1	1	5,28	0,3149
1G294	900	3	1	1	4,29	0,2086
1G295	900	3	1	1	4,87	
2G101	20	1	1	1	12,61	23,0393
2G102	20	1	1	1	11,09	20,3914
2G103	20	1	1	1	10,83	21,7154
2G104	20	1	1	1	12,98	
2G205	20	1	1	1	11,88	
2G121	200	1	1	1	11,82	16,9158
2G122	200	1	1	1	11,91	14,4483
2G123	200	1	1	1	11,82	16,9158
2G124	200	1	1	1	13,12	
2G125	200	1	1	1	12,17	

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	Resistência à compressão (Mpa)	Módulo de elasticidade (Gpa)
2G141	400	1	1	1	10,67	7,1676
2G142	400	1	1	1	11,65	10,3968
2G143	400	1	1	1	10,83	10,7327
2G144	400	1	1	1	12,84	
2G145	400	1	1	1	11,50	
2G261	600	1	1	1	17,86	12,1295
2G262	600	1	1	1	16,76	10,2163
2G263	600	1	1	1	16,22	8,8736
2G264	600	1	1	1	15,94	
2G265	600	1	1	1	16,70	
2G291	900	1	1	1	3,02	0,1867
2G292	900	1	1	1	5,08	0,3903
2G293	900	1	1	1	6,32	0,2519
2G294	900	1	1	1	3,70	
2G295	900	1	1	1	4,53	
3G101	20	2	1	1	26,58	30,2893
3G102	20	2	1	1	24,97	25,5151
3G103	20	2	1	1	23,42	29,2955
3G104	20	2	1	1	29,13	
3G205	20	2	1	1	26,03	
3G121	200	2	1	1	24,75	28,9172
3G122	200	2	1	1	28,58	27,5868
3G123	200	2	1	1	27,76	30,3021
3G124	200	2	1	1	28,64	
3G125	200	2	1	1	27,43	
3G141	400	2	1	1	23,70	16,7080
3G142	400	2	1	1	21,59	19,2096
3G143	400	2	1	1	25,93	21,4339
3G144	400	2	1	1	24,76	
3G145	400	2	1	1	23,99	
3G261	600	2	1	1	22,88	5,8926
3G262	600	2	1	1	25,03	12,2131
3G263	600	2	1	1	25,65	12,6920
3G264	600	2	1	1	25,32	
3G265	600	2	1	1	24,72	
3G291	900	2	1	1	7,23	
3G292	900	2	1	1	6,74	0,5152
3G293	900	2	1	1	8,83	0,5663
3G294	900	2	1	1	6,12	0,3770
3G295	900	2	1	1	7,23	

APÊNDICE B – Resultados experimentais do ultra-som

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	ultra-som				
					tempo (µs)		velocidade(m/s)		fator de redução
					antes	após	antes	após	
1B201	20	3	2	0	41,90	41,90	8,17E-06	8,17E-06	1,00
1B202	20	3	2	0	42,60	42,60	8,31E-06	8,31E-06	1,00
1B203	20	3	2	0	41,30	41,30	8,05E-06	8,05E-06	1,00
1B204	20	3	2	0	42,80	42,80	8,35E-06	8,35E-06	1,00
1B105	20	3	2	0	43,20	43,20	8,42E-06	8,42E-06	1,00
1B221	200	3	2	0	42,30	43,20	8,25E-06	8,42E-06	0,98
1B222	200	3	2	0	42,20	43,50	8,23E-06	8,48E-06	0,97
1B223	200	3	2	0	42,70	43,30	8,33E-06	8,44E-06	0,99
1B224	200	3	2	0	45,40	42,90	8,85E-06	8,37E-06	1,06
1B225	200	3	2	0	42,20	43,20	8,23E-06	8,42E-06	0,98
1B341	400	3	2	0	41,20	49,90	8,03E-06	9,73E-06	0,83
1B342	400	3	2	0	44,20	52,00	8,62E-06	1,01E-05	0,85
1B343	400	3	2	0	43,00	50,50	8,39E-06	9,85E-06	0,85
1B344	400	3	2	0	42,90	52,70	8,37E-06	1,03E-05	0,81
1B245	400	3	2	0	43,00	48,30	8,39E-06	9,42E-06	0,89
1B161	600	3	2	0	44,10	79,10	8,60E-06	1,54E-05	0,56
1B162	600	3	2	0	43,10	75,90	8,40E-06	1,48E-05	0,57
1B163	600	3	2	0	43,90	75,70	8,56E-06	1,48E-05	0,58
1B164	600	3	2	0	43,70	86,90	8,52E-06	1,69E-05	0,50
1B165	600	3	2	0	44,60	87,00	8,70E-06	1,70E-05	0,51
1B191	900	3	2	0	42,60	203,10	8,31E-06	3,96E-05	0,21
1B192	900	3	2	0	43,90	338,00	8,56E-06	6,59E-05	0,13
1B193	900	3	2	0	42,30	309,00	8,25E-06	6,03E-05	0,14
1B194	900	3	2	0	43,10	173,10	8,40E-06	3,38E-05	0,25
1B195	900	3	2	0	43,30	747,00	8,44E-06	1,46E-04	0,06
2B101	20	1	2	0	42,9	42,9	8,37E-06	8,37E-06	1,00
2B102	20	1	2	0	43,2	43,2	8,42E-06	8,42E-06	1,00
2B103	20	1	2	0	44,8	44,8	8,74E-06	8,74E-06	1,00
2B104	20	1	2	0	43,3	43,3	8,44E-06	8,44E-06	1,00
2B205	20	1	2	0	43,4	43,4	8,46E-06	8,46E-06	1,00
2B121	200	1	2	0	41,8	42,4	8,15E-06	8,27E-06	1,01
2B122	200	1	2	0	43,5	43,9	8,48E-06	8,56E-06	1,01
2B123	200	1	2	0	42,9	43,6	8,37E-06	8,50E-06	1,02
2B124	200	1	2	0	43,8	43,9	8,54E-06	8,56E-06	1,00
2B125	200	1	2	0	43,4	44,3	8,46E-06	8,64E-06	1,02
2B141	400	1	2	0	44,2	60,7	8,62E-06	1,18E-05	1,37
2B142	400	1	2	0	43,6	55,4	8,50E-06	1,08E-05	1,27
2B143	400	1	2	0	44,5	57,4	8,68E-06	1,12E-05	1,29
2B144	400	1	2	0	42,6	56,2	8,31E-06	1,10E-05	1,32
2B145	400	1	2	0	44,9	52,8	8,76E-06	1,03E-05	1,18
2B261	600	1	2	0	43,1	92,9	8,40E-06	1,81E-05	2,16
2B262	600	1	2	0	44,2	95,5	8,62E-06	1,86E-05	2,16
2B263	600	1	2	0	44,4	93,1	8,66E-06	1,82E-05	2,10
2B264	600	1	2	0	44,7	95,2	8,72E-06	1,86E-05	2,13
2B265	600	1	2	0	43,9	99,2	8,56E-06	1,93E-05	2,26
2B291	900	1	2	0	43,4	650	8,46E-06	1,27E-04	14,98
2B292	900	1	2	0	43,0	626	8,39E-06	1,22E-04	14,56
2B293	900	1	2	0	43,6	623	8,50E-06	1,21E-04	14,29
2B294	900	1	2	0	45,2	611	8,81E-06	1,19E-04	13,52
2B295	900	1	2	0	42,3	206,9	8,25E-06	4,03E-05	4,89
3B101	20	2	2	0	43,5	43,5	8,48E-06	8,48E-06	1,00

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	ultra-som				
					tempo (µs)		velocidade(m/s)		fator de redução
					antes	após	antes	após	
3B102	20	2	2	0	43,2	43,2	8,42E-06	8,42E-06	1,00
3B103	20	2	2	0	43,6	43,6	8,50E-06	8,50E-06	1,00
3B104	20	2	2	0	43,7	43,7	8,52E-06	8,52E-06	1,00
3B205	20	2	2	0	43,9	43,9	8,56E-06	8,56E-06	1,00
3B121	200	2	2	0	43,6	44,3	8,50E-06	8,64E-06	0,98
3B122	200	2	2	0	43,0	43,2	8,39E-06	8,42E-06	1,00
3B123	200	2	2	0	43,7	44,7	8,52E-06	8,72E-06	0,98
3B124	200	2	2	0	43,3	44,0	8,44E-06	8,58E-06	0,98
3B125	200	2	2	0	44,1	45,5	8,60E-06	8,87E-06	0,97
3B141	400	2	2	0	43,6	50,7	8,50E-06	9,89E-06	0,86
3B142	400	2	2	0	43,3	49,3	8,44E-06	9,61E-06	0,88
3B143	400	2	2	0	43,8	48,9	8,54E-06	9,54E-06	0,90
3B144	400	2	2	0	44,6	50,6	8,70E-06	9,87E-06	0,88
3B145	400	2	2	0	45,1	52,7	8,79E-06	1,03E-05	0,86
3B261	600	2	2	0	43,4	71,7	8,46E-06	1,40E-05	0,61
3B262	600	2	2	0	43,5	69,3	8,48E-06	1,35E-05	0,63
3B263	600	2	2	0	43,0	62,7	8,39E-06	1,22E-05	0,69
3B264	600	2	2	0	43,8	68,1	8,54E-06	1,33E-05	0,64
3B265	600	2	2	0	43,2	71,2	8,42E-06	1,39E-05	0,61
3B291	900	2	2	0	43,8	239,9	8,54E-06	4,68E-05	0,18
3B292	900	2	2	0	43,8	208,5	8,54E-06	4,07E-05	0,21
3B293	900	2	2	0	43,2	199,0	8,42E-06	3,88E-05	0,22
3B294	900	2	2	0	43,7	206,7	8,52E-06	4,03E-05	0,21
3B295	900	2	2	0	43,6	198,2	8,50E-06	3,86E-05	0,22
1G101	20	3	1	0	43,0	43,0	8,39E-06	8,39E-06	1,00
1G102	20	3	1	0	43,1	43,1	8,40E-06	8,40E-06	1,00
1G103	20	3	1	0	43,2	43,2	8,42E-06	8,42E-06	1,00
1G104	20	3	1	0	43,4	43,4	8,46E-06	8,46E-06	1,00
1G205	20	3	1	0	43,1	43,1	8,40E-06	8,40E-06	1,00
1G121	200	3	1	0	41,8	45,1	8,15E-06	8,79E-06	0,93
1G122	200	3	1	0	43,6	44,7	8,50E-06	8,72E-06	0,98
1G123	200	3	1	0	42,5	45,2	8,29E-06	8,81E-06	0,94
1G124	200	3	1	0	42,0	44,3	8,19E-06	8,64E-06	0,95
1G125	200	3	1	0	43,1	45,7	8,40E-06	8,91E-06	0,94
1G141	400	3	1	0	42,5	49,3	8,29E-06	9,61E-06	0,86
1G142	400	3	1	0	43,0	46,8	8,39E-06	9,13E-06	0,92
1G143	400	3	1	0	44,0	48,9	8,58E-06	9,54E-06	0,90
1G144	400	3	1	0	43,3	46,9	8,44E-06	9,15E-06	0,92
1G145	400	3	1	0	43,3	50,5	8,44E-06	9,85E-06	0,86
1G261	600	3	1	0	42,8	89,0	8,35E-06	1,74E-05	0,48
1G262	600	3	1	0	43,6	84,4	8,50E-06	1,65E-05	0,52
1G263	600	3	1	0	44,0	82,5	8,58E-06	1,61E-05	0,53
1G264	600	3	1	0	42,5	81,9	8,29E-06	1,60E-05	0,52
1G265	600	3	1	0	42,3	94,7	8,25E-06	1,85E-05	0,45
1G291	900	3	1	0	44,0	1636,0	8,58E-06	3,19E-04	0,03
1G292	900	3	1	0	43,6	632,0	8,50E-06	1,23E-04	0,07
1G293	900	3	1	0	43,0	737,0	8,39E-06	1,44E-04	0,06
1G294	900	3	1	0	42,1	611,8	8,21E-06	1,19E-04	0,07
1G295	900	3	1	0	44,3	1636,0	8,64E-06	3,19E-04	0,03
2G101	20	1	1	0	43,8	43,8	8,54E-06	8,54E-06	1,00
2G102	20	1	1	0	44,6	44,6	8,70E-06	8,70E-06	1,00

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	ultra-som				
					tempo (µs)		velocidade(m/s)		fator de redução
					antes	após	antes	após	
2G103	20	1	1	0	44,0	44,0	8,58E-06	8,58E-06	1,00
2G104	20	1	1	0	44,9	44,9	8,76E-06	8,76E-06	1,00
2G105	20	1	1	0	44,7	44,7	8,72E-06	8,72E-06	1,00
2G121	200	1	1	0	45,0	47,0	8,78E-06	9,17E-06	0,96
2G122	200	1	1	0	44,7	47,3	8,72E-06	9,22E-06	0,95
2G123	200	1	1	0	43,8	47,0	8,54E-06	9,17E-06	0,93
2G124	200	1	1	0	45,1	47,4	8,79E-06	9,24E-06	0,95
2G125	200	1	1	0	43,8	47,2	8,54E-06	9,20E-06	0,93
2G141	400	1	1	0	44,8	55,0	8,74E-06	1,07E-05	0,81
2G242	400	1	1	0	49,0	52,3	9,56E-06	1,02E-05	0,94
2G243	400	1	1	0	44,6	54,7	8,70E-06	1,07E-05	0,82
2G244	400	1	1	0	44,8	55,9	8,74E-06	1,09E-05	0,80
2G245	400	1	1	0	44,4	56,4	8,66E-06	1,10E-05	0,79
2G261	600	1	1	0	44,3	130,9	8,64E-06	2,55E-05	0,34
2G262	600	1	1	0	44,5	112,0	8,68E-06	2,18E-05	0,40
2G263	600	1	1	0	45,1	121,4	8,79E-06	2,37E-05	0,37
2G264	600	1	1	0	44,9	111,7	8,76E-06	2,18E-05	0,40
2G265	600	1	1	0	44,1	115,3	8,60E-06	2,25E-05	0,38
2G291	900	1	1	0	44,1	1636,0	8,60E-06	3,19E-04	0,03
2G292	900	1	1	0	45,2	1636,0	8,81E-06	3,19E-04	0,03
2G293	900	1	1	0	44,8	1636,0	8,74E-06	3,19E-04	0,03
2G294	900	1	1	0	45,1	1636,0	8,79E-06	3,19E-04	0,03
2G295	900	1	1	0	46,1	1636,0	8,99E-06	3,19E-04	0,03
3G101	20	2	1	0	42,8	42,8	8,35E-06	8,35E-06	1,00
3G102	20	2	1	0	43,2	43,2	8,42E-06	8,42E-06	1,00
3G103	20	2	1	0	42,3	42,3	8,25E-06	8,25E-06	1,00
3G104	20	2	1	0	42,3	42,3	8,25E-06	8,25E-06	1,00
3G205	20	2	1	0	43,3	43,3	8,44E-06	8,44E-06	1,00
3G121	200	2	1	0	42,8	43,2	8,35E-06	8,42E-06	0,99
3G122	200	2	1	0	42,3	43,6	8,25E-06	8,50E-06	0,97
3G123	200	2	1	0	42,3	44,3	8,25E-06	8,64E-06	0,95
3G124	200	2	1	0	42,5	43,9	8,29E-06	8,56E-06	0,97
3G125	200	2	1	0	42,2	44,3	8,23E-06	8,64E-06	0,95
3G141	400	2	1	0	43,6	54,4	8,50E-06	1,06E-05	0,80
3G142	400	2	1	0	44,1	49,9	8,60E-06	9,73E-06	0,88
3G143	400	2	1	0	43,5	50,2	8,48E-06	9,79E-06	0,87
3G144	400	2	1	0	42,9	48,9	8,37E-06	9,54E-06	0,88
3G145	400	2	1	0	42,1	50,3	8,21E-06	9,81E-06	0,84
3G261	600	2	1	0	42,5	92,8	8,29E-06	1,81E-05	0,46
3G262	600	2	1	0	44,3	82,8	8,64E-06	1,61E-05	0,54
3G263	600	2	1	0	41,8	79,4	8,15E-06	1,55E-05	0,53
3G264	600	2	1	0	43,3	83,4	8,44E-06	1,63E-05	0,52
3G265	600	2	1	0	41,3	91,7	8,05E-06	1,79E-05	0,45
3G291	900	2	1	0	41,9	1636,0	8,17E-06	3,19E-04	0,03
3G292	900	2	1	0	43,1	660,0	8,40E-06	1,29E-04	0,07
3G293	900	2	1	0	42,5	574,0	8,29E-06	1,12E-04	0,07
3G294	900	2	1	0	42,8	1636,0	8,35E-06	3,19E-04	0,03
3G295	900	2	1	0	41,2	620,0	8,03E-06	1,21E-04	0,07
1B101	20	3	2	1	43,7	43,7	8,52E-06	8,52E-06	1,00
1B102	20	3	2	1	43,4	43,4	8,46E-06	8,46E-06	1,00
1B103	20	3	2	1	43,0	43,0	8,39E-06	8,39E-06	1,00

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	ultra-som				
					tempo (µs)		velocidade(m/s)		fator de redução
					antes	após	antes	após	
1B104	20	3	2	1	42,8	42,8	8,35E-06	8,35E-06	1,00
1B205	20	3	2	1	43,9	43,9	8,56E-06	8,56E-06	1,00
1B121	200	3	2	1	42,7	43,0	8,33E-06	8,39E-06	0,99
1B122	200	3	2	1	43,5	44,1	8,48E-06	8,60E-06	0,99
1B123	200	3	2	1	43,3	44,0	8,44E-06	8,58E-06	0,98
1B124	200	3	2	1	43,2	45,0	8,42E-06	8,78E-06	0,96
1B125	200	3	2	1	43,9	44,5	8,56E-06	8,68E-06	0,99
1B141	400	3	2	1	43,2	49,2	8,42E-06	9,59E-06	0,88
1B142	400	3	2	1	43,1	47,6	8,40E-06	9,28E-06	0,91
1B143	400	3	2	1	43,2	47,0	8,42E-06	9,17E-06	0,92
1B144	400	3	2	1	43,4	48,6	8,46E-06	9,48E-06	0,89
1B145	400	3	2	1	43,6	49,2	8,50E-06	9,59E-06	0,89
1B261	600	3	2	1	44,5	77,8	8,68E-06	1,52E-05	0,57
1B262	600	3	2	1	43,3	69,7	8,44E-06	1,36E-05	0,62
1B263	600	3	2	1	44,1	62,2	8,60E-06	1,21E-05	0,71
1B264	600	3	2	1	44,3	71,0	8,64E-06	1,38E-05	0,62
1B265	600	3	2	1	43,2	81,2	8,42E-06	1,58E-05	0,53
1B291	900	3	2	1	44,1	204,1	8,60E-06	3,98E-05	0,22
1B292	900	3	2	1	43,3	328,0	8,44E-06	6,40E-05	0,13
1B293	900	3	2	1	44,1	238,0	8,60E-06	4,64E-05	0,19
1B294	900	3	2	1	44,3	216,0	8,64E-06	4,21E-05	0,21
1B295	900	3	2	1	43,2	368,0	8,42E-06	7,18E-05	0,12
2B101	20	1	2	1	43,2	43,2	8,42E-06	8,42E-06	1,00
2B102	20	1	2	1	44,2	44,2	8,62E-06	8,62E-06	1,00
2B103	20	1	2	1	43,6	43,6	8,50E-06	8,50E-06	1,00
2B104	20	1	2	1	44,2	44,2	8,62E-06	8,62E-06	1,00
2B205	20	1	2	1	45,1	45,1	8,79E-06	8,79E-06	1,00
2B121	200	1	2	1	43,2	44,2	8,42E-06	8,62E-06	0,98
2B122	200	1	2	1	45,2	45,3	8,81E-06	8,83E-06	1,00
2B123	200	1	2	1	44,9	45,3	8,76E-06	8,83E-06	0,99
2B124	200	1	2	1	46,6	47,5	9,09E-06	9,26E-06	0,98
2B125	200	1	2	1	43,3	45,5	8,44E-06	8,87E-06	0,95
2B141	400	1	2	1	43,6	52,5	8,50E-06	1,02E-05	0,83
2B142	400	1	2	1	44,9	53,2	8,76E-06	1,04E-05	0,84
2B143	400	1	2	1	43,6	50,4	8,50E-06	9,83E-06	0,87
2B144	400	1	2	1	44,9	51,1	8,76E-06	9,96E-06	0,88
2B145	400	1	2	1	44,9	56	8,76E-06	1,09E-05	0,80
2B261	600	1	2	1	45,9	128,1	8,95E-06	2,50E-05	0,36
2B262	600	1	2	1	44,6	88,7	8,70E-06	1,73E-05	0,50
2B263	600	1	2	1	45,4	87,1	8,85E-06	1,70E-05	0,52
2B264	600	1	2	1	44,7	81,6	8,72E-06	1,59E-05	0,55
2B265	600	1	2	1	45,1	107,2	8,79E-06	2,09E-05	0,42
2B291	900	1	2	1	45	660	8,78E-06	1,29E-04	0,07
2B292	900	1	2	1	44,9	586,0	8,76E-06	1,14E-04	0,08
2B293	900	1	2	1	45,3	556,0	8,83E-06	1,08E-04	0,08
2B294	900	1	2	1	44,8	701,0	8,74E-06	1,37E-04	0,06
2B295	900	1	2	1	45,2	1636,0	8,81E-06	3,19E-04	0,03
3B101	20	2	2	1	43,3	43,3	8,44E-06	8,44E-06	1,00
3B102	20	2	2	1	43,0	43,0	8,39E-06	8,39E-06	1,00
3B103	20	2	2	1	42,9	42,9	8,37E-06	8,37E-06	1,00
3B104	20	2	2	1	43,8	43,8	8,54E-06	8,54E-06	1,00

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	ultra-som				
					tempo (µs)		velocidade(m/s)		fator de redução
					antes	após	antes	após	
3B205	20	2	2	1	43,3	43,3	8,43E-06	8,43E-06	1,00
3B121	200	2	2	1	42,7	42,6	8,33E-06	8,31E-06	1,00
3B122	200	2	2	1	43,6	43,7	8,50E-06	8,52E-06	1,00
3B123	200	2	2	1	43,4	43,4	8,46E-06	8,46E-06	1,00
3B124	200	2	2	1	43,1	42,6	8,40E-06	8,31E-06	1,01
3B125	200	2	2	1	43,2	43,1	8,42E-06	8,40E-06	1,00
3B141	400	2	2	1	44,0	50,2	8,58E-06	9,79E-06	0,88
3B142	400	2	2	1	43,1	47,9	8,40E-06	9,34E-06	0,90
3B143	400	2	2	1	42,6	47,9	8,31E-06	9,34E-06	0,89
3B144	400	2	2	1	42,3	49,1	8,25E-06	9,57E-06	0,86
3B145	400	2	2	1	43,0	48,8	8,39E-06	9,51E-06	0,88
3B261	600	2	2	1	49,5	72,7	9,65E-06	1,42E-05	0,68
3B262	600	2	2	1	42,6	64,3	8,31E-06	1,25E-05	0,66
3B263	600	2	2	1	43,9	62,2	8,56E-06	1,21E-05	0,71
3B264	600	2	2	1	43,1	98,6	8,40E-06	1,92E-05	0,44
3B265	600	2	2	1	44,8	74,5	8,73E-06	1,45E-05	0,60
3B291	900	2	2	1	43,6	202	8,50E-06	3,94E-05	0,22
3B292	900	2	2	1	42,5	201	8,29E-06	3,92E-05	0,21
3B293	900	2	2	1	42,5	214	8,29E-06	4,17E-05	0,20
3B294	900	2	2	1	42,4	218	8,27E-06	4,25E-05	0,19
3B295	900	2	2	1	42,8	208,8	8,34E-06	4,07E-05	0,20
1G101	20	3	1	1	42,1	42,1	8,21E-06	8,21E-06	1,00
1G102	20	3	1	1	43,5	43,5	8,48E-06	8,48E-06	1,00
1G103	20	3	1	1	44,1	44,1	8,60E-06	8,60E-06	1,00
1G104	20	3	1	1	43,4	43,4	8,46E-06	8,46E-06	1,00
1G205	20	3	1	1	43,3	43,3	8,44E-06	8,44E-06	1,00
1G121	200	3	1	1	43,4	43,9	8,46E-06	8,56E-06	0,99
1G122	200	3	1	1	43,9	42,6	8,56E-06	8,31E-06	1,03
1G123	200	3	1	1	42,5	42,0	8,29E-06	8,19E-06	1,01
1G124	200	3	1	1	42,6	43,5	8,31E-06	8,48E-06	0,98
1G125	200	3	1	1	43,1	43,0	8,40E-06	8,39E-06	1,00
1G141	400	3	1	1	42,5	48,6	8,29E-06	9,48E-06	0,87
1G142	400	3	1	1	43,1	46,8	8,40E-06	9,13E-06	0,92
1G143	400	3	1	1	43,5	47,5	8,48E-06	9,26E-06	0,92
1G144	400	3	1	1	42,7	48,8	8,33E-06	9,52E-06	0,88
1G145	400	3	1	1	43,0	47,9	8,38E-06	9,35E-06	0,90
1G261	600	3	1	1	44,6	103,5	8,70E-06	2,02E-05	0,43
1G262	600	3	1	1	42,3	68,5	8,25E-06	1,34E-05	0,62
1G263	600	3	1	1	42,9	65,6	8,37E-06	1,28E-05	0,65
1G264	600	3	1	1	42,8	88,3	8,35E-06	1,72E-05	0,48
1G265	600	3	1	1	43,2	81,5	8,41E-06	1,59E-05	0,53
1G291	900	3	1	1	42,5	x	8,29E-06	-	-
1G292	900	3	1	1	42,3	559,0	8,25E-06	1,09E-04	0,08
1G293	900	3	1	1	42,7	708,0	8,33E-06	1,38E-04	0,06
1G294	900	3	1	1	41,8	381,0	8,15E-06	7,43E-05	0,11
1G295	900	3	1	1	42,3	549,3	8,25E-06	1,07E-04	0,08
2G101	20	1	1	1	44,4	44,4	8,66E-06	8,66E-06	1,00
2G102	20	1	1	1	44,5	44,5	8,68E-06	8,68E-06	1,00
2G103	20	1	1	1	43,3	43,3	8,44E-06	8,44E-06	1,00
2G104	20	1	1	1	44,8	44,8	8,74E-06	8,74E-06	1,00
2G205	20	1	1	1	44,3	44,3	8,63E-06	8,63E-06	1,00

Identificação	Temperatura (°C)	Mistura (a/c)	Agregado: 1=granito 2=basalto	Resfriamento: 0=lento 1=brusco	ultra-som				
					tempo (µs)		velocidade(m/s)		fator de redução
					antes	após	antes	após	
2G121	200	1	1	1	44	44,1	8,58E-06	8,60E-06	1,00
2G122	200	1	1	1	45,3	45,3	8,83E-06	8,83E-06	1,00
2G123	200	1	1	1	45,4	44,8	8,85E-06	8,74E-06	1,01
2G124	200	1	1	1	44,8	44,3	8,74E-06	8,64E-06	1,01
2G125	200	1	1	1	44,9	44,6	8,75E-06	8,70E-06	1,01
2G141	400	1	1	1	44,3	50,5	8,64E-06	9,85E-06	0,88
2G142	400	1	1	1	44,7	45,6	8,72E-06	8,89E-06	0,98
2G143	400	1	1	1	43,4	48,6	8,46E-06	9,48E-06	0,89
2G144	400	1	1	1	43,9	55	8,56E-06	1,07E-05	0,80
2G145	400	1	1	1	44,1	49,9	8,59E-06	9,74E-06	0,88
2G261	600	1	1	1	43,3	77,6	8,44E-06	1,51E-05	0,56
2G262	600	1	1	1	43,5	65,8	8,48E-06	1,28E-05	0,66
2G263	600	1	1	1	43	65,8	8,39E-06	1,28E-05	0,65
2G264	600	1	1	1	42,8	87,1	8,35E-06	1,70E-05	0,49
2G265	600	1	1	1	43,2	74,1	8,41E-06	1,44E-05	0,58
2G291	900	1	1	1	42,5	1636	8,29E-06	3,19E-04	0,03
2G292	900	1	1	1	43,4	1636	8,46E-06	3,19E-04	0,03
2G293	900	1	1	1	42,8	547	8,35E-06	1,07E-04	0,08
2G294	900	1	1	1	43,4	735	8,46E-06	1,43E-04	0,06
2G295	900	1	1	1	43,0	1138,5	8,39E-06	2,22E-04	0,04
3G101	20	2	1	1	41,8	41,8	8,15E-06	8,15E-06	1,00
3G102	20	2	1	1	43,4	43,4	8,46E-06	8,46E-06	1,00
3G103	20	2	1	1	42,9	42,9	8,37E-06	8,37E-06	1,00
3G104	20	2	1	1	43,1	43,1	8,40E-06	8,40E-06	1,00
3G205	20	2	1	1	42,8	42,8	8,35E-06	8,35E-06	1,00
3G121	200	2	1	1	44,1	41,7	8,60E-06	8,13E-06	1,06
3G122	200	2	1	1	43,2	43	8,42E-06	8,39E-06	1,00
3G123	200	2	1	1	42,7	42,5	8,33E-06	8,29E-06	1,00
3G124	200	2	1	1	43,3	42,9	8,44E-06	8,37E-06	1,01
3G125	200	2	1	1	43,3	42,5	8,45E-06	8,29E-06	1,02
3G141	400	2	1	1	42,6	48,2	8,31E-06	9,40E-06	0,88
3G142	400	2	1	1	43,7	47	8,52E-06	9,17E-06	0,93
3G143	400	2	1	1	42,1	45,5	8,21E-06	8,87E-06	0,93
3G144	400	2	1	1	43	47,8	8,39E-06	9,32E-06	0,90
3G145	400	2	1	1	42,9	47,1	8,36E-06	9,19E-06	0,91
3G261	600	2	1	1	41,9	85,5	8,17E-06	1,67E-05	0,49
3G262	600	2	1	1	42,2	64,6	8,23E-06	1,26E-05	0,65
3G263	600	2	1	1	42,8	59,8	8,35E-06	1,17E-05	0,72
3G264	600	2	1	1	43,6	71,5	8,50E-06	1,39E-05	0,61
3G265	600	2	1	1	42,6	70,4	8,31E-06	1,37E-05	0,61
3G291	900	2	1	1	43	1636	8,39E-06	3,19E-04	0,03
3G292	900	2	1	1	43	650	8,39E-06	1,27E-04	0,07
3G293	900	2	1	1	41,9	495	8,17E-06	9,65E-05	0,08
3G294	900	2	1	1	43,6	728	8,50E-06	1,42E-04	0,06
3G295	900	2	1	1	42,9	877,3	8,36E-06	1,71E-04	0,05

APÊNDICE C – Resultados experimentais das medições colorimétricas

	L*	a*	b*	C*	h°	% Reflectância																																		
						400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	510	520	530	540	550	560	570	580	590	600	610	620	630	640	650	660	670	680	690	700				
3G6B	59,1575	2,5261	7,4047	7,8237	71,1633	20,08	20,79	21,38	21,83	22,34	22,69	23,18	23,56	23,9	24,42	24,8	25,15	25,61	26,08	26,57	27,03	27,57	28,19	28,7	29,17	29,53	30,39	30,67	30,82	31,06	31,2	31,4	31,55	31,61	31,86	32,15				
3G6B	58,48	2,44	8,07	8,43	73,09	19,02	19,73	20,27	20,73	21,26	21,67	22,24	22,64	23,03	23,56	23,99	24,42	24,87	25,36	25,90	26,36	26,92	27,55	28,04	28,52	28,89	29,62	29,92	30,09	30,33	30,51	30,70	30,81	30,96	31,21	31,44				
3G6L	63,3832	2,035	6,6875	6,9903	73,0753	24,84	25,52	26,07	26,52	27,06	27,57	27,97	28,32	28,75	29,28	29,64	30,02	30,5	30,98	31,48	31,97	32,48	33,08	33,6	34,04	34,41	35,02	35,36	35,38	35,56	35,7	35,8	35,79	35,87	36,02	36,19				
3G6L	63,8899	2,0448	6,8485	7,1473	73,3756	25,09	25,92	26,37	26,9	27,54	28,01	28,45	28,86	29,22	29,76	30,23	30,61	31,1	31,51	32,02	32,61	33,16	33,77	34,25	34,76	35,11	35,66	35,97	36,1	36,31	36,47	36,56	36,63	36,72	36,93	37,05				
3G6L	62,0421	2,0412	7,0011	7,2926	73,746	23,21	23,9	24,44	24,87	25,42	25,79	26,36	26,78	27,23	27,69	28,05	28,48	28,95	29,37	29,84	30,35	30,94	31,5	31,96	32,43	32,8	33,37	33,67	33,81	33,96	34,16	34,31	34,37	34,46	34,71	34,85				
3G6L	63,11	2,04	6,85	7,14	73,40	24,38	25,11	25,63	26,10	26,67	27,12	27,59	27,99	28,40	28,91	29,31	29,70	30,18	30,62	31,11	31,64	32,19	32,78	33,27	33,74	34,11	34,68	35,00	35,10	35,28	35,44	35,56	35,60	35,68	35,89	36,03				
3G9B	71,1607	3,625	10,8859	11,4736	71,5822	27,15	29,17	30,55	31,92	33,07	33,92	34,67	35,32	35,97	36,9	37,8	38,57	39,36	40,1	40,97	41,96	43,11	44,43	45,62	46,78	47,54	48,4	48,88	48,97	49,35	49,48	49,8	49,89	50,19	50,59	50,88				
3G9B	68,6697	3,8564	8,7738	9,584	66,2727	26,88	28,83	29,92	30,86	31,72	32,36	32,96	33,26	33,95	34,41	34,94	35,66	36,31	36,78	37,42	38,22	39,23	40,35	41,42	42,53	43,37	44,17	44,74	45	45,36	45,58	45,86	46,12	46,29	46,74	47,08				
3G9B	69,591	5,9677	11,5709	13,0192	62,7175	26,27	27,81	28,87	29,97	30,72	31,45	32,13	32,55	33,17	33,91	34,65	35,37	36,09	36,85	37,88	39,06	40,57	42,41	44,08	45,65	46,71	47,87	48,55	48,86	49,34	49,71	50,01	50,32	50,62	51,23	51,61				
3G9B	69,81	4,48	10,41	11,36	66,86	26,77	28,60	29,78	30,92	31,84	32,58	33,25	33,71	34,36	35,07	35,80	36,53	37,25	37,91	38,76	39,75	40,97	42,40	43,71	44,99	45,87	46,81	47,39	47,61	48,02	48,26	48,56	48,78	49,03	49,52	49,86				
3G9L	73,7345	1,9236	8,36	8,5784	77,042	33,45	35,19	36,27	37,47	38,44	39,17	39,91	40,47	41,13	42,06	42,89	43,64	44,3	44,84	45,52	46,18	46,91	47,78	48,55	49,23	49,74	50,61	50,97	51,1	51,28	51,34	51,49	51,46	51,65	51,81	51,98				
3G9L	73,5484	1,8564	9,2206	9,4057	78,6166	32,9	34,27	35,38	36,45	37,33	38,19	38,96	39,47	40,4	41,44	42,36	43,2	43,9	44,6	45,32	45,99	46,77	47,64	48,37	49,09	49,63	50,36	50,77	50,93	51,21	51,34	51,56	51,58	51,83	52,1	52,27				
3G9L	74,401	2,5082	8,6412	8,9979	73,8139	34,35	36,04	37,22	38,33	39,22	39,96	40,52	40,9	41,63	42,65	43,44	44,26	44,93	45,57	46,34	47,07	47,98	49,04	50,01	50,81	51,38	52,2	52,54	52,65	52,91	52,97	53,16	53,17	53,35	53,57	53,74				
3G9L	73,89	2,10	8,74	8,99	76,49	33,57	35,17	36,29	37,42	38,33	39,11	39,80	40,28	41,05	42,05	42,90	43,70	44,38	45,00	45,73	46,41	47,22	48,15	48,98	49,71	50,25	51,06	51,43	51,56	51,80	51,88	52,07	52,07	52,28	52,49	52,66				

APÊNDICE D – Pós-testes

1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Influência da Temperatura (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)		1	2	3	4	5
		M=26,550	M=26,263	M=25,133	M=21,213	M=4,8912
20	1		,999142	,730685	,000047	,000017
200	2	,999142		,862037	,000117	,000017
400	3	,730685	,862037		,005685	,000017
600	4	,000047	,000117	,005685		,000017
900	5	,000017	,000017	,000017	,000017	

Influência da Temperatura e da Mistura (a/c) (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Mistura (a/c)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
			M=16,933	M=28,932	M=33,784	M=17,100	M=29,207	M=32,483	M=16,894	M=28,488	M=30,017	M=15,416	M=24,686	M=23,536	M=3,5023	M=6,6805	M=4,4908
20	1	1		0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	0,973	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20	2	2	0,000		0,000	0,000	1,000	0,027	0,000	1,000	0,999	0,000	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
20	3	3	0,000	0,000		0,000	0,000	0,993	0,000	0,000	0,013	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
200	1	4	1,000	0,000	0,000		0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	0,935	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
200	2	5	0,000	1,000	0,000	0,000		0,067	0,000	1,000	1,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
200	3	6	0,000	0,027	0,993	0,000	0,067		0,000	0,005	0,454	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
400	1	7	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000		0,000	0,000	0,978	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
400	2	8	0,000	1,000	0,000	0,000	1,000	0,005	0,000		0,971	0,000	0,011	0,000	0,000	0,000	0,000
400	3	9	0,000	0,999	0,013	0,000	1,000	0,454	0,000	0,971		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
600	1	10	0,973	0,000	0,000	0,935	0,000	0,000	0,978	0,000	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
600	2	11	0,000	0,002	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,011	0,000	0,000		0,998	0,000	0,000	0,000
600	3	12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,998		0,000	0,000	0,000
900	1	13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,089	1,000
900	2	14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,089		0,662
900	3	15	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	0,662	

Influência da Temperatura e do Agregado graúdo (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Agregado		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			M=26,322	M=26,777	M=26,130	M=26,397	M=25,170	M=25,097	M=21,683	M=20,742	M=4,2831	M=5,4993
20	granito	1		1,0000	1,0000	1,0000	0,9995	0,9992	0,1228	0,0223	0,0000	0,0000
20	basalto	2	1,0000		1,0000	1,0000	0,9932	0,9905	0,0570	0,0083	0,0000	0,0000
200	granito	3	1,0000	1,0000		1,0000	0,9999	0,9998	0,1642	0,0328	0,0000	0,0000
200	basalto	4	1,0000	1,0000	1,0000		0,9992	0,9987	0,1091	0,0191	0,0000	0,0000
400	granito	5	0,9995	0,9932	0,9999	0,9992		1,0000	0,5021	0,1687	0,0000	0,0000
400	granito	6	0,9992	0,9905	0,9998	0,9987	1,0000		0,5340	0,1871	0,0000	0,0000
600	basalto	7	0,1228	0,0570	0,1642	0,1091	0,5021	0,5340		0,9999	0,0000	0,0000
600	granito	8	0,0223	0,0083	0,0328	0,0191	0,1687	0,1871	0,9999		0,0000	0,0000
900	granito	9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,9992
900	basalto	10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,9992	

Influência da Temperatura e do Resfriamento (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Resfriamento		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			M=27,626	M=25,474	M=27,239	M=25,287	M=28,051	M=22,215	M=21,605	M=20,820	M=3,5458	M=6,2366
20	lento	1		0,9390	1,0000	0,9008	1,0000	0,0220	0,0055	0,0007	0,0000	0,0000
20	brusco	2	0,9390		0,9832	1,0000	0,8337	0,5559	0,2983	0,0942	0,0000	0,0000
200	lento	3	1,0000	0,9832		0,9669	1,0000	0,0480	0,0135	0,0020	0,0000	0,0000
200	brusco	4	0,9008	1,0000	0,9669		0,7677	0,6400	0,3706	0,1282	0,0000	0,0000
400	lento	5	1,0000	0,8337	1,0000	0,7677		0,0085	0,0019	0,0002	0,0000	0,0000
400	brusco	6	0,0220	0,5559	0,0480	0,6400	0,0085		1,0000	0,9970	0,0000	0,0000
600	lento	7	0,0055	0,2983	0,0135	0,3706	0,0019	1,0000		1,0000	0,0000	0,0000
600	brusco	8	0,0007	0,0942	0,0020	0,1282	0,0002	0,9970	1,0000		0,0000	0,0000
900	lento	9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,7951
900	brusco	10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,7951	

2. MÓDULO DE ELASTICIDADE

Influência da Temperatura (pós-teste de Duncan / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)		1	2	3	4	5
		M=26,549	M=25,010	M=16,025	M=6,5336	M=,38440
20	1		0,0376	0,0000	0,0000	0,0000
200	2	0,0376		0,0000	0,0000	0,0000
400	3	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000
600	4	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000
900	5	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	

Influência da Temperatura (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)		1	2	3	4	5
		M=26,549	M=25,010	M=16,025	M=6,5336	M=,38440
20	1		0,2290	0,0000	0,0000	0,0000
200	2	0,2290		0,0000	0,0000	0,0000
400	3	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000
600	4	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000
900	5	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	

Influência da Temperatura e da Mistura (a/c) (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Mistura (a/c)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
			M=23,987	M=28,187	M=27,474	M=20,429	M=28,063	M=26,538	M=11,867	M=18,417	M=17,790	M=5,3885	M=8,2405	M=5,9719	M=31062	M=47513	M=36745
20	1	1		0,0005	0,0134	0,0101	0,0010	0,2685	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
20	2	2	0,0005		1,0000	0,0000	1,0000	0,9045	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
20	3	3	0,0134	1,0000		0,0000	1,0000	0,9996	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	1	4	0,0101	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000	0,0000	0,6819	0,2177	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	2	5	0,0010	1,0000	1,0000	0,0000		0,9472	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	3	6	0,2685	0,9045	0,9996	0,0000	0,9472		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	1	7	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000	0,0000	0,0076	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	2	8	0,0000	0,0000	0,0000	0,6819	0,0000	0,0000	0,0000		1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	3	9	0,0000	0,0000	0,0000	0,2177	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
600	1	10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,1222	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000
600	2	11	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0076	0,0000	0,0000	0,1222		0,4733	0,0000	0,0000	0,0000
600	3	12	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,4733		0,0000	0,0000	0,0000
900	1	13	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		1,0000	1,0000
900	2	14	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000		1,0000
900	3	15	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000	

Influência da Temperatura e do Agregado graúdo (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Agregado		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			M=26,791	M=26,307	M=24,375	M=25,645	M=16,326	M=15,724	M=6,8768	M=6,1905	M=3,0000	M=4,6881
20	granito	1		1,0000	0,3951	0,9860	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
20	basalto	2	1,0000		0,7149	0,9998	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	granito	3	0,3951	0,7149		0,9720	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	basalto	4	0,9860	0,9998	0,9720		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	granito	5	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,9999	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	granito	6	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,9999		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
600	basalto	7	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,9997	0,0000	0,0000
600	granito	8	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,9997		0,0000	0,0000
900	granito	9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		1,0000
900	basalto	10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	

Influência da Temperatura e do Resfriamento (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Resfriamento		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			M=26,538	M=26,561	M=24,494	M=25,526	M=15,889	M=16,160	M=5,1949	M=7,8723	M=,36021	M=,40860
20	lento	1		1,0000	0,6223	0,9937	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
20	brusco	2	1,0000		0,6069	0,9926	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	lento	3	0,6223	0,6069		0,9927	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	brusco	4	0,9937	0,9926	0,9927		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	lento	5	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	brusco	6	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
600	lento	7	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,2286	0,0001	0,0002
600	brusco	8	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,2286		0,0000	0,0000
900	lento	9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000		1,0000
900	brusco	10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0000	1,0000	

3. PROPAGAÇÃO DE ONDAS ULTRA-SÔNICAS

Influência da Temperatura (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)		1	2	3	4	5
		M=1,0000	M=0,98439	M=0,86603	M=0,53957	M=0,10160
20	1		0,5892	0,0000	0,0000	0,0000
200	2	0,5892		0,0000	0,0000	0,0000
400	3	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000
600	4	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000
900	5	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	

Influência da Temperatura e da Mistura (a/c) (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Mistura (a/c)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
			M=1,0000	M=1,0000	M=1,0000	M=0,97895	M=0,99285	M=0,98136	M=0,83551	M=0,87971	M=0,88287	M=0,47566	M=0,59258	M=0,55047	M=0,05883	M=0,13102	M=0,11495
20	1	1		1,0000	1,0000	0,9953	1,0000	0,9987	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
20	2	2	1,0000		1,0000	0,9953	1,0000	0,9987	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
20	3	3	1,0000	1,0000		0,9953	1,0000	0,9987	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	1	4	0,9953	0,9953	0,9953		1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	2	5	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000		1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	3	6	0,9987	0,9987	0,9987	1,0000	1,0000		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	1	7	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,3279	0,2187	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	2	8	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,3279		1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	3	9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,2187	1,0000		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
600	1	10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000	0,0007	0,0000	0,0000	0,0000
600	2	11	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,4134	0,0000	0,0000	0,0000
600	3	12	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0007	0,4134		0,0000	0,0000	0,0000
900	1	13	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0013	0,0517
900	2	14	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0013		0,9998
900	3	15	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0517	0,9998	

Influência da Temperatura e do Agregado graúdo (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Agregado		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			M=1,0000	M=1,0000	M=0,98067	M=0,98810	M=0,87832	M=0,85374	M=0,52173	M=0,55741	M=0,05295	M=0,15025
20	granito	1		1,0000	0,9310	0,9976	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
20	basalto	2	1,0000		0,9310	0,9976	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	granito	3	0,9310	0,9310		1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	basalto	4	0,9976	0,9976	1,0000		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	granito	5	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,7566	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	granito	6	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,7566		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
600	basalto	7	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,2350	0,0000	0,0000
600	granito	8	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,2350		0,0000	0,0000
900	granito	9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000
900	basalto	10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	

Influência da Temperatura e do Resfriamento (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Resfriamento		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			M=1,0000	M=1,0000	M=0,97011	M=0,99867	M=0,84614	M=0,88592	M=0,50275	M=0,57639	M=0,09846	M=0,10474
20	lento	1		1,0000	0,5391	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
20	brusco	2	1,0000		0,5391	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	lento	3	0,5391	0,5391		0,6055	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
200	brusco	4	1,0000	1,0000	0,6055		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	lento	5	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,1459	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
400	brusco	6	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1459		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
600	lento	7	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000	0,0000
600	brusco	8	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000
900	lento	9	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		1,0000
900	brusco	10	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	

4. COLORIMETRIA

Influência da Temperatura (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)		1	2	3	4	5
		M=0,0000	M=2,4117	M=2,8050	M=5,7708	M=16,389
20	1		0,0100	0,0019	0,0001	0,0001
200	2	0,0100		0,9805	0,0003	0,0001
400	3	0,0019	0,9805		0,0010	0,0001
600	4	0,0001	0,0003	0,0010		0,0001
900	5	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	

Influência da Temperatura e da Mistura (a/c) (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Mistura (a/c)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
			M=0,0000	M=0,0000	M=0,0000	M=2,8225	M=1,8750	M=2,5375	M=2,9725	M=3,2450	M=2,1975	M=5,8500	M=5,9075	M=5,5550	M=15,052	M=16,382	M=17,733
20	1	1		1,0000	1,0000	0,6462	0,9732	0,7873	0,5658	0,4228	0,9112	0,0028	0,0024	0,0055	0,0002	0,0002	0,0002
20	2	2	1,0000		1,0000	0,6462	0,9732	0,7873	0,5658	0,4228	0,9112	0,0028	0,0024	0,0055	0,0002	0,0002	0,0002
20	3	3	1,0000	1,0000		0,6462	0,9732	0,7873	0,5658	0,4228	0,9112	0,0028	0,0024	0,0055	0,0002	0,0002	0,0002
200	1	4	0,6462	0,6462	0,6462		1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,5363	0,5056	0,6931	0,0002	0,0002	0,0002
200	2	5	0,9732	0,9732	0,9732	1,0000		1,0000	0,9999	0,9987	1,0000	0,1457	0,1319	0,2345	0,0002	0,0002	0,0002
200	3	6	0,7873	0,7873	0,7873	1,0000	1,0000		1,0000	1,0000	1,0000	0,3896	0,3623	0,5416	0,0002	0,0002	0,0002
400	1	7	0,5658	0,5658	0,5658	1,0000	0,9999	1,0000		1,0000	1,0000	0,6169	0,5860	0,7667	0,0002	0,0002	0,0002
400	2	8	0,4228	0,4228	0,4228	1,0000	0,9987	1,0000	1,0000		0,9999	0,7562	0,7283	0,8769	0,0002	0,0002	0,0002
400	3	9	0,9112	0,9112	0,9112	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,9999		0,2444	0,2240	0,3682	0,0002	0,0002	0,0002
600	1	10	0,0028	0,0028	0,0028	0,5363	0,1457	0,3896	0,6169	0,7562	0,2444		1,0000	1,0000	0,0002	0,0002	0,0002
600	2	11	0,0024	0,0024	0,0024	0,5056	0,1319	0,3623	0,5860	0,7283	0,2240	1,0000		1,0000	0,0002	0,0002	0,0002
600	3	12	0,0055	0,0055	0,0055	0,6931	0,2345	0,5416	0,7667	0,8769	0,3682	1,0000	1,0000		0,0002	0,0002	0,0002
900	1	13	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002		0,9990	0,7196
900	2	14	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,9990		0,9989
900	3	15	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,7196	0,9989	

Influência da Temperatura e do Agregado graúdo (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Agregado		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			M=0,0000	M=0,0000	M=2,7333	M=2,0900	M=3,1333	M=2,4767	M=6,1667	M=5,3750	M=15,785	M=16,993
20	granito	1		1,0000	0,2058	0,5650	0,0874	0,3269	0,0002	0,0003	0,0002	0,0002
20	basalto	2	1,0000		0,2058	0,5650	0,0874	0,3269	0,0002	0,0003	0,0002	0,0002
200	granito	3	0,2058	0,2058		0,9997	1,0000	1,0000	0,0420	0,2449	0,0002	0,0002
200	basalto	4	0,5650	0,5650	0,9997		0,9891	1,0000	0,0071	0,0608	0,0002	0,0002
400	granito	5	0,0874	0,0874	1,0000	0,9891		0,9997	0,1098	0,4664	0,0002	0,0002
400	granito	6	0,3269	0,3269	1,0000	1,0000	0,9997		0,0213	0,1473	0,0002	0,0002
600	basalto	7	0,0002	0,0002	0,0420	0,0071	0,1098	0,0213		0,9986	0,0002	0,0002
600	granito	8	0,0003	0,0003	0,2449	0,0608	0,4664	0,1473	0,9986		0,0002	0,0002
900	granito	9	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002		0,9708
900	basalto	10	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,9708	

Influência da Temperatura e do Resfriamento (pós-teste de Tukey HSD / $\alpha=0,05$):

Temperatura (°C)	Resfriamento		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
			M=0,0000	M=0,0000	M=2,2967	M=2,5267	M=1,7000	M=3,9100	M=6,3517	M=5,1900	M=15,843	M=16,935
20	lento	1		1,0000	0,3669	0,2430	0,7607	0,0068	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
20	brusco	2	1,0000		0,3669	0,2430	0,7607	0,0068	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
200	lento	3	0,3669	0,3669		1,0000	0,9998	0,8103	0,0043	0,1107	0,0002	0,0002
200	brusco	4	0,2430	0,2430	1,0000		0,9972	0,9132	0,0088	0,1844	0,0002	0,0002
400	lento	5	0,7607	0,7607	0,9998	0,9972		0,4210	0,0007	0,0234	0,0002	0,0002
400	brusco	6	0,0068	0,0068	0,8103	0,9132	0,4210		0,2852	0,9444	0,0002	0,0002
600	lento	7	0,0002	0,0002	0,0043	0,0088	0,0007	0,2852		0,9695	0,0002	0,0002
600	brusco	8	0,0002	0,0002	0,1107	0,1844	0,0234	0,9444	0,9695		0,0002	0,0002
900	lento	9	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002		0,9797
900	brusco	10	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,9797	